

## **RAPPORT D'OPTION**

# **CONCEPTION D'UNE NOUVELLE METHODE DE SOUTÈNEMENT DESCENDERIE DE SAINT MARTIN LA PORTE**

**Antoine HENRY**





**CENTRE DE GEOSCIENCES**



## **RAPPORT D'OPTION**

# **CONCEPTION D'UNE NOUVELLE METHODE DE SOUTENEMENT DESCENDERIE DE SAINT MARTIN LA PORTE**

**Antoine HENRY**



# RESUME

On décrit dans ce rapport la démarche suivie lors de la conception d'un nouveau soutènement pour la galerie exploratoire de Saint Martin La Porte, ouvrage préliminaire du tunnel de base Lyon -Turin. A partir de l'observation et de la compréhension de la solution déjà mise en place, à savoir l'utilisation de blocs compressibles encaissant les très fortes convergences de terrains de mauvaise qualité, on modélise la situation à améliorer via la théorie convergence – confinement.

Puis nous explorons une solution peu courante en génie civil : l'utilisation de bois en compression radiale, à l'instar des mines de charbon. Le développement de cette solution passe par plusieurs étapes :

- essais sous presse en laboratoire ;
- reprise du modèle convergence – confinement initial en y injectant le comportement du nouveau matériau ;
- validation finale grâce à un modèle éléments finis afin de quantifier le comportement des terrains et des autres éléments de soutènement.



## REMERCIEMENTS

Mes premières pensées vont directement à tout l'encadrement de Razel, en particulier à Jean Guillaume qui a pu me proposer ce sujet ambitieux et passionnant, ainsi qu'à Loïc Thévenot pour son suivi tout au long du stage. Je n'oublierai pas non plus les hommes de terrain que sont Eric Mathieu et Marc Poigniez : depuis la descenderie de Saint Martin La Porte, ils ont su me transmettre leurs précieux conseils. Je pense également à tout le personnel du service Travaux Souterrains.

Du côté du Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines, je tiens à remercier, en premier lieu, Faouzi Hadj-Hassen, mon tuteur de stage : malgré ses nombreuses obligations par ailleurs, il a toujours été présent pour m'aider et surtout dans les « coups durs » où la désespérance frappe. J'espère avoir l'occasion de travailler avec lui à nouveau au cours de ma carrière. Sa présence a été complétée par l'aide de tous les autres membres du Centre, entre autres : Ahmed Rouahbi, Michel Tijani pour le côté calculs sous VIPLEF, Dimitri Gordine et tout le personnel de la Halle d'Essais, Olivier Stab pour les problèmes informatiques.

Je ne tairai pas non plus le soutien que d'anciens Mineurs de Paris m'ont apporté : Jacques Fine et Marc Panet se sont avérés être de précieux conseillers et donneurs d'idées.

Finalement, ce serait un crime que d'oublier Damien Goetz, responsable d'option et qui a su me communiquer « l'amour du souterrain ». Je voudrais le remercier pour les enseignements qu'il nous a procurés pendant ces 18 mois d'option ainsi que pour ses avis toujours pertinents concernant ce travail de fin d'études.





# INTRODUCTION

Les Alpes constituent en Europe une barrière naturelle aux déplacements et aux transports, tant pour les liaisons entre l'Europe du Nord et celle du Sud, que pour celles entre l'Ouest et l'Est. Avec l'augmentation du trafic, qu'il s'agisse des déplacements de personnes ou du fret, les voies de franchissement actuelles arrivent à saturation, avec les conséquences que l'on imagine en termes d'impact environnemental et de sécurité, en particulier pour les infrastructures routières. L'Europe s'est donc engagée dans plusieurs projets de tunnels dits « tunnels de base » qui permettront le franchissement des Alpes par voie ferroviaire à faible altitude, moyennant des ouvrages exceptionnels par leur longueur comme par leur profondeur au point de recouvrement le plus important. Les ouvrages suisses (tunnel de base du Gothard et du Lötschberg) sont très avancés ou en stade de finition. En France, le projet de tunnel de base entre Lyon et Turin, projet prioritaire de l'Union Européenne, est en phase de reconnaissance avancée, avec en particulier actuellement le creusement de plusieurs descenderies de reconnaissance et d'accès à de futures attaques intermédiaires du tunnel.

L'une de ces descenderies, localisée au niveau de Saint Martin La Porte, traverse l'horizon géologique du Houiller et y rencontre des conditions particulièrement défavorables, avec des terrains très hétérogènes, constitués de charbon, de schistes et de grès qui présentent de très faibles caractéristiques géotechniques. Ceci se traduit par des convergences exceptionnelles dans l'ouvrage : jusqu'à 2 mètres de perte de diamètre, pour un diamètre initial de 10 mètres. Afin de faire face à ces mouvements inattendus, l'entreprise Razel a mis en œuvre un soutènement en trois phases. Ce soutènement a pour but d'accompagner les terrains dans leur déformation (première et deuxième phase) avant de les bloquer définitivement (troisième phase). Mais sa mise en œuvre, lourde et très consommatrice de temps (les avancements mensuels étant limités à 20 m), se traduit évidemment par des coûts très élevés.

L'étude menée porte sur l'analyse de ce soutènement et l'élaboration d'une solution de remplacement à l'utilisation de blocs compressibles qui permettent d'encaisser les convergences des terrains dans la deuxième phase de soutènement, mais dont le prix est très élevé. Elaborée à partir de l'expérience minière, l'idée de substitution consiste à faire travailler du bois en compression radiale. Après avoir mené des essais en laboratoires, nous avons examiné cette solution sous un angle théorique via la théorie convergence – confinement et un modèle aux éléments finis.



# 1<sup>ère</sup> PARTIE : Présentation générale

## I – Le projet Lyon – Turin

« Faire sauter le verrou montagneux qui sépare la France de l'Italie » : tel est l'objectif du futur tunnel Lyon – Turin, maillon essentiel d'une future ligne à grande vitesse entre Lisbonne et Budapest. Projet prioritaire de l'Union Européenne, cet axe doit également permettre un « développement écologique » du trafic de fret en favorisant le ferroutage. En effet, ouvrage hors normes (53 kilomètres de long, des couvertures dépassant les 2 kilomètres), il permettra de franchir les Alpes en une vingtaine de minutes seulement.



*Fig. 1 : Place de la ligne Lyon – Turin au sein du corridor Lisbonne - Budapest*

### 1) Enjeux et impacts du projet

Les enjeux de ce projet sont au nombre de trois : économiques, environnementaux et sécuritaires.

En effet, la création de ce nouvel axe permettra de relier 250 millions d'Européens et favorisera ainsi les échanges économiques des pays de l'Europe du sud comme la France, le Portugal, l'Espagne et l'Italie (particulièrement la plaine du Pô). De plus, il sera complémentaire de l'axe Nord – Sud entre Londres, Amsterdam et Milan.

Mais une augmentation des échanges ne doit pas se faire au détriment de l'environnement : le ferroutage doit donc progressivement se substituer au transport routier. Les analyses prévoient, si rien n'est fait, le passage à travers les Alpes de 4 millions de poids lourds par an en 2015 (contrairement à 2,8 maintenant), véritable désastre écologique pour les régions touchées.

Le transport de marchandise par voie ferroviaire peut se faire de plusieurs façons : soit en mettant les marchandises directement sur wagons, soit en faisant monter tout ou partie du camion dans le train. Cette dernière technique consiste en la création d'une « autoroute ferroviaire », solution projetée pour la future ligne Lyon – Turin.

Finalement, les accidents du Mont Blanc (39 morts) en 1999, du Tauern (12 morts) en 1999, du Gothard (11 morts) en 2000 et du Fréjus (2 morts) en 2005 ont montré les limites des tunnels routiers et de leurs voies d'accès.

Ainsi, les impacts de la construction d'une telle ligne à grande vitesse devraient être bénéfiques autant pour les voyageurs que pour le fret. En effet, les temps de parcours entre

grandes villes européennes seraient considérablement réduits : Paris – Milan en 4h, Barcelone – Milan en 7h, Lyon – Turin en 1h45. La création de cette autoroute ferroviaire permettra de transporter plus de 40 millions de tonnes de fret par an sur fer, au lieu des 7 millions actuels, entraînant une baisse d'un tiers du transport routier alpin.

## 2) Le tunnel en lui-même

Le projet Lyon – Turin comporte trois tronçons : une section française, de Lyon à Saint Jean de Maurienne, une partie commune franco – italienne, de Saint Jean de Maurienne jusqu'à Bruzolo, confiée à LTF (Lyon – Turin Ferroviaire) et une partie italienne, de Bruzolo à Turin.

La partie commune comporte deux tunnels (tunnel de base et tunnel de Bussoleno) et un viaduc, comme le montre la figure 2.

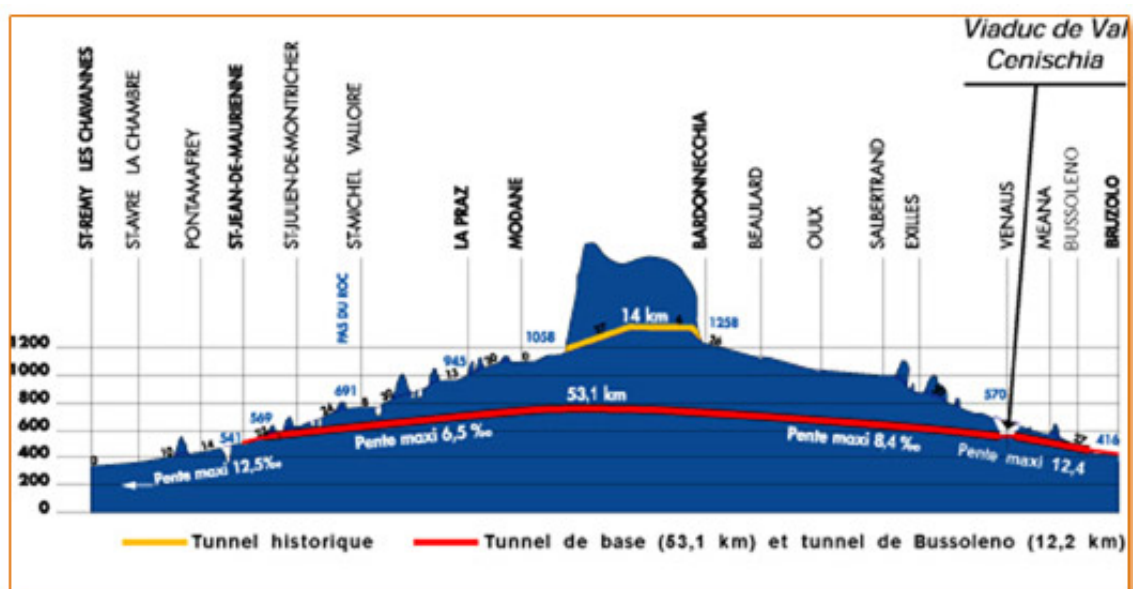


Fig. 2: Coupe de la partie franco – italienne du projet Lyon -Turin

Le tunnel de base, long de 53 km, ne devrait pas connaître de pentes supérieures à 12 ‰, gage d'une liaison rapide et plus économe en énergie que le tunnel du Fréjus actuellement en service. Les trains voyageurs devraient ainsi circuler à 250 km/h à l'intérieur du tunnel.

Si l'on examine les grands ensembles géologiques recoupés par le futur tunnel, nous nous apercevons des grandes différences qui les séparent. Je cite ici les commentaires de LTF concernant la coupe exposée en figure 3 :

« Le tunnel franchit les Alpes d'ouest en est : sur ce tracé, 7 grandes zones géologiques ont été mises en évidence. Leurs limites ne sont évidemment pas strictes car elles résultent de multiples bouleversements géologiques (en 100 millions d'années, les phénomènes ont été nombreux et expliquent la géologie complexe des Alpes). A l'intérieur d'une zone, il peut y avoir des secteurs plus réduits au sein desquels les enchevêtrements de roches peuvent être nombreux.

1. Une première zone, côté français, est constituée par « le domaine externe ». Il comporte à St Julien Montdenis un cône de déjection composé de matériaux meubles et très hétérogènes. Cela imposera des travaux de consolidation lors du premier creusement, qui sera effectué à la pelle mécanique. La deuxième grande zone géologique est la zone sub-briançonnaise. Elle est constituée de grands plis avec principalement des roches carbonatées : calcaires, marnes et dolomies, se caractérisant par leur forte dureté. La présence éventuelle de poches d'eau générera des contraintes techniques d'évacuation d'eau.
3. Ensuite, la très vaste zone briançonnaise, sur 13 kilomètres, se divise en secteurs distincts. Toutefois, l'une de ses caractéristiques est que l'on y trouve du charbon, ce qui entraîne la présence éventuelle de grisou et donc, des risques d'explosion. Le grès, également très présent, est moins dur que dans la zone précédente mais plus abrasif. Sur cette partie du tracé, les équipes combineront les creusements à l'explosif et l'utilisation de tunneliers.
4. Le Briançonnais siliceux fait suite, sur 10 km environ. Ce secteur est constitué de 2 types de roches, les quartzites, roches dures et abrasives et les micaschistes, plus faciles à travailler. Ces 2 types de terrains sont parfois séparés par des failles drainant de l'eau. La combinaison « tunnelier » et « explosifs » sera encore nécessaire, jusqu'à la descendrie de Modane où le creusement vers l'est devrait s'effectuer uniquement avec un tunnelier jusqu'à Venaus en Italie.
5. Ensuite débute au 30ème km du tracé une zone qui comporte une difficulté : le franchissement de l'Arc en profondeur dans le secteur d'Avrieux. Cette zone est caractérisée par la présence en surface de schistes lustrés, une couverture contrastant avec les roches rencontrées en profondeur : des roches dures comme les dolomies et les calcaires, alternant avec des roches plus tendres, les anhydrites.
6. Zone du Massif d'Ambin : c'est la zone la plus en profondeur, où les équipes se retrouveront parfois à 2500 m sous la surface de la montagne, dans un environnement à la température extrêmement élevée pouvant atteindre 50°.
7. La Zone piémontaise se situe sur la dernière partie du tunnel de base. Constituée de roches de mauvaise qualité, cette zone imposera un retour au creusement à l'explosif. C'est également ce type de géologie que l'on rencontrera au début du tunnel de Bussoleno.»

La diversité des terrains et donc des techniques d'excavation est frappante, tout comme les futures conditions de creusement, notamment au niveau des températures et pressions rencontrées.

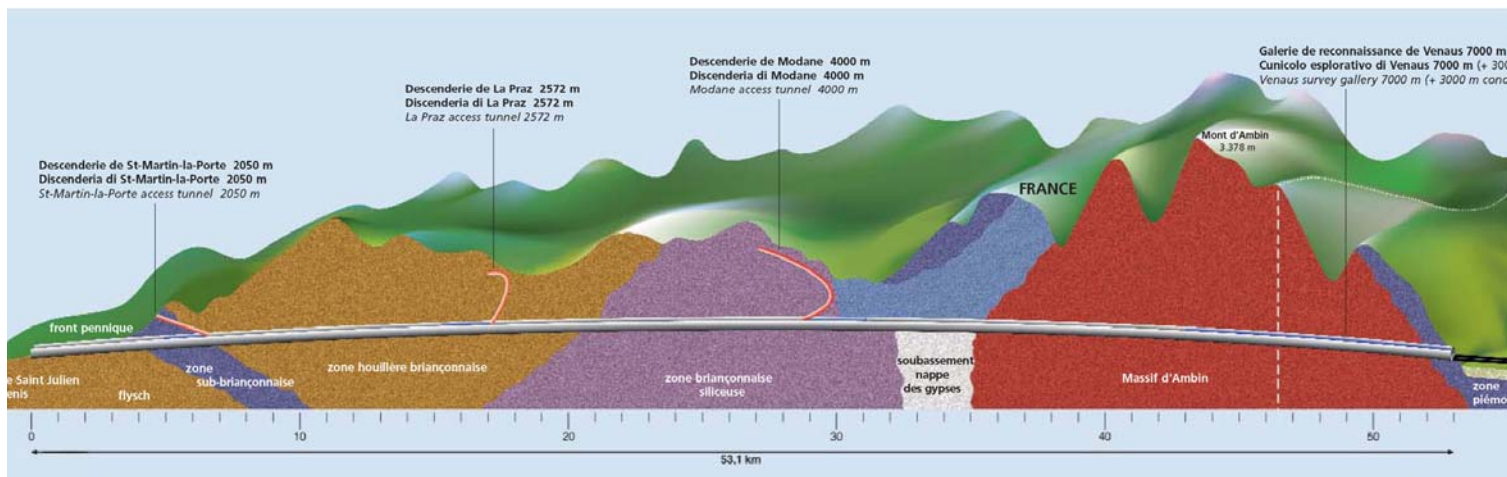


Fig. 3 : Coupe géologique simplifiée du tunnel Lyon - Turin

En ce qui concerne l'architecture même de l'ouvrage, celui-ci sera composé de deux tubes, reliés par des rameaux de liaison tous les 400 mètres (cf. fig. 4) : en cas d'incendie, les voyageurs pourront évacuer le train et gagner la galerie voisine. De multiples accès de secours permettant de relier la surface rapidement sont également prévus, ainsi qu'une gare souterraine à Modane. Celle-ci a évidemment un rôle sécuritaire (permettre à des passagers de se réfugier) mais elle servira également aux trains voyageurs, capables alors de doubler les trains fret (circulant à une vitesse inférieure à 250 km/h), qui seront en stationnement sur les voies d'évitement.

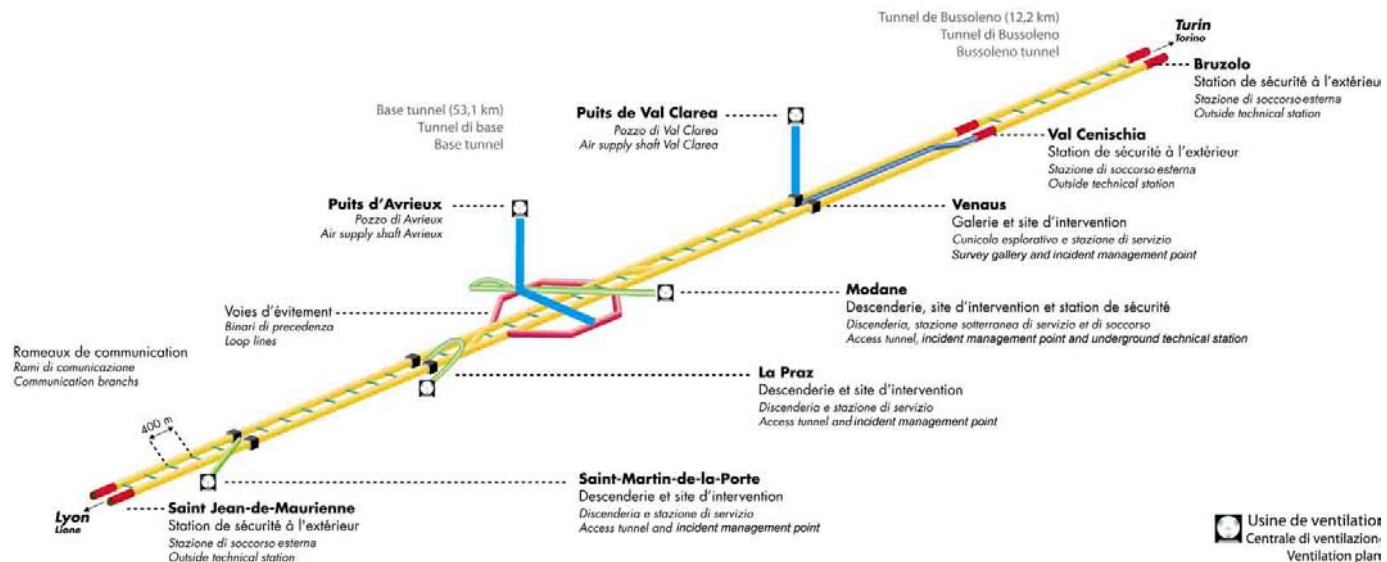


Fig. 4 : Schéma représentant le tunnel de base

### 3) Echancier

Deux grandes phases distinctes sont prévues : les travaux de reconnaissance et la réalisation définitive de l'ouvrage. Celle-ci devait initialement débuter en 2007 mais a dû être retardée suite aux difficultés techniques rencontrées et aux protestations des populations italiennes. Actuellement, il est prévu que le tunnel soit mis en service en 2020, date qui commence à être de plus en plus utopique. Mais elle est importante car elle conditionne l'aide européenne : si les travaux se prolongent, l'Europe menace de ne plus financer les 50% d'une facture déjà estimée à 8 milliards d'euros.

Mais revenons sur la première phase de ce projet, en cours actuellement et fortement liée à notre sujet de fin d'études. Outre les travaux géologiques de terrain, la réalisation de sondages carottés et l'expérimentation de méthodes géophysique, la principale partie de cette phase consiste à réaliser des ouvrages de reconnaissance appelés « descenderies ». Comme nous le voyons sur la figure 4, il y en a 3 côté français : Saint Martin La Porte, La Praz et Modane.

Ces descenderies ont plusieurs fonctions : dans la phase de reconnaissance, elles permettent de savoir quels types de terrain vont être rencontrés lors de la réalisation de l'ouvrage et serviront donc à finaliser les choix techniques. Plus tard, elles seront un point d'attaque pour



le creusement ; on ne sera donc pas limité aux deux extrémités du tunnel. Finalement, comme nous l'avons déjà vu, elles assureront la sécurité des passagers une fois le tunnel en service.

Ceci nous permet donc d'enchaîner sur la descenderie de Saint Martin La Porte, à l'origine de ce sujet d'option. Lancée en 2003, elle connaît depuis 2005 de sérieux problèmes de convergences de terrains, d'où la nécessité de concevoir un soutènement complexe et coûteux. Mais, avant de rentrer dans ces détails, présentons la descenderie de Saint Martin La Porte.

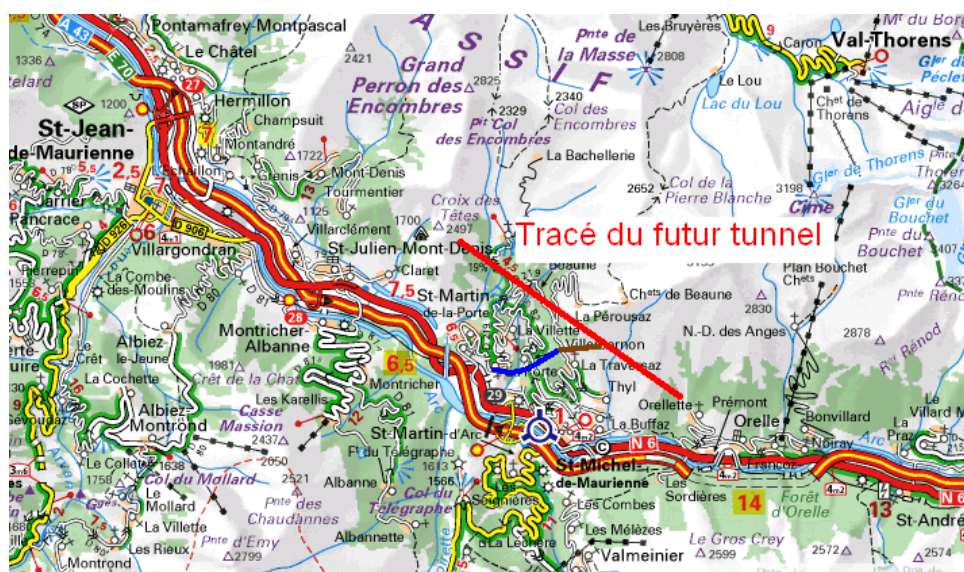
## **II – La descenderie de Saint Martin La Porte**

### **1) Présentation générale**

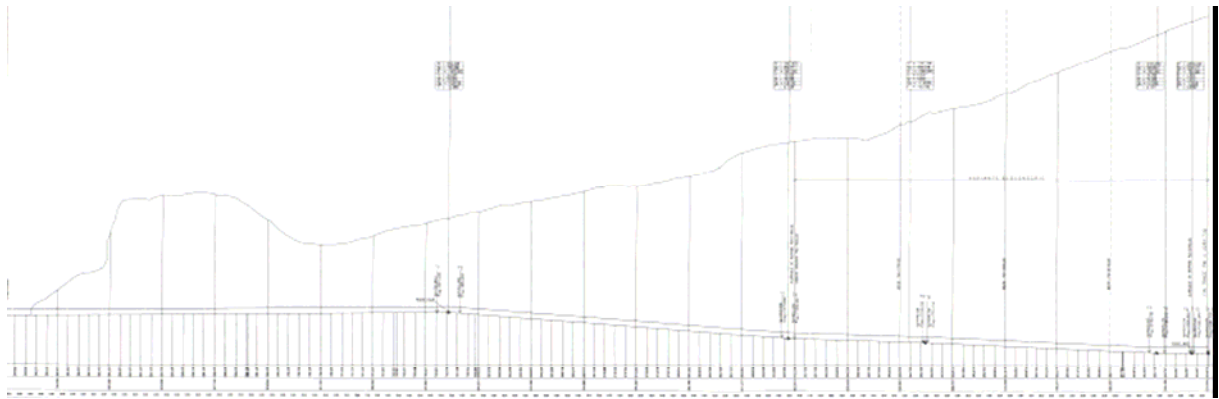
La descenderie de Saint Martin La Porte se situe à quelques kilomètres seulement de l'entrée française du tunnel, entre les communes de Saint Jean de Maurienne et Saint Michel de Maurienne.

Le projet a été soumis à un appel d'offres en 2003, remporté par le groupement Razel / Bilifinger Berger / Pizzarotti / GRA. La maîtrise d'œuvre, quant à elle, est assurée par Scetauroute et Alpina. Ce contrat portait alors sur une somme de 40 millions d'euros, augmentée plus tard via des avenants suite aux difficultés rencontrées. Les retards ont été tels qu'il a même été nécessaire de relancer un deuxième appel d'offres début 2007 (du même ordre de grandeur que le premier) afin d'attribuer les 700 derniers mètres de la descenderie ; le même groupement a été sélectionné.

Comme indiqué sur les figures 5 et 6, le point d'entrée de l'ouvrage est situé à 694 mètres d'altitude et, pendant les premiers 800 mètres, la galerie tourne sur la gauche afin de se mettre perpendiculairement au tunnel. Sur cette première section, la pente est positive (de l'ordre d'1%) afin de drainer d'éventuelles venues d'eau. Passé ce point, la descenderie devait descendre de façon rectiligne avec une pente de 7,8 % jusqu'à rencontrer le futur tunnel. Toutefois, à cause de mauvaises conditions géologiques, il a été décidé par le maître d'œuvre de modifier le tracé à partir du PM 1500 (cf. tronçon marron de la fig. 5) : on amorce alors un virage vers la droite puis une nouvelle partie rectiligne afin de rejoindre des terrains plus favorables (la direction principale des fractures s'en trouve modifiée).

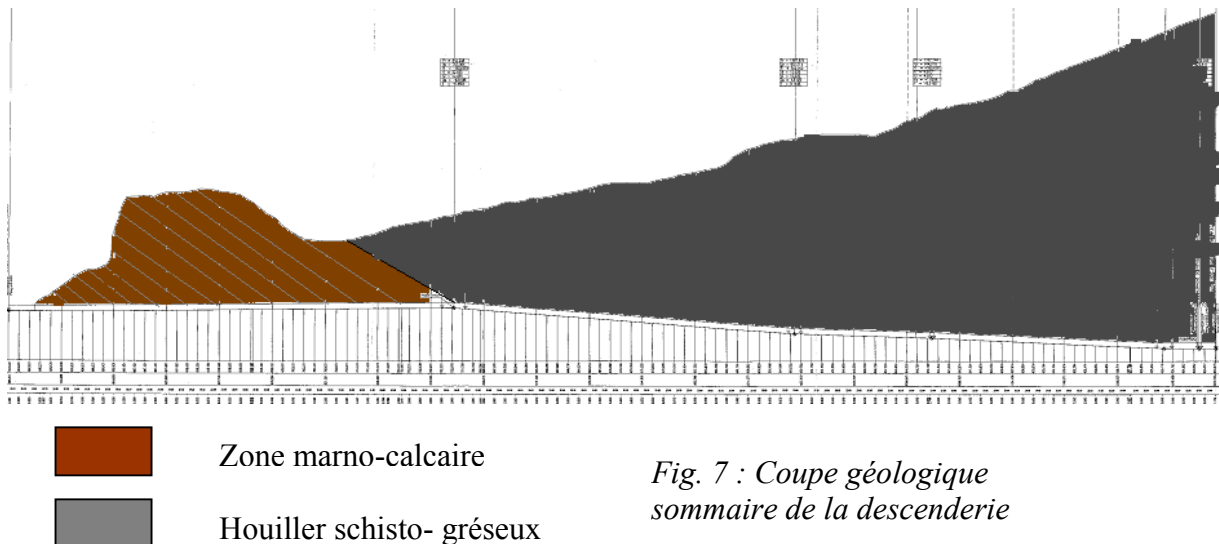


*Fig. 5 : Vue en plan du tracé de la descenderie*



*Fig. 6 : Vue en coupe de la descenderie*

Comme le montre la coupe de la fig. 7, la géologie rencontrée peut être divisée en deux parties : les 800 premiers mètres traversent des calcaires compétents puis sont suivis par le Houiller schisto-gréseux, zone composée de grès, schistes et charbon. Pour plus de détails, on se reportera, avec fruits, à la partie suivante.



*Fig. 7 : Coupe géologique sommaire de la descenderie*

Pour finir cette brève description du chantier de Saint Martin La Porte, faisons ressortir quelques chiffres qui, outre la faible qualité des terrains, expliquent les difficultés rencontrées : 10 mètres de diamètre final (nécessité de faire circuler des véhicules dans les deux sens), 2280 mètres de galerie en tout, jusqu'à 700 mètres de couverture.

## **2) Historique du creusement jusqu'au PM 1325**

La première partie de la descenderie, située entre les PM 0 et 800, n'a pas posé de problème : l'excavation s'est faite au tir et le soutènement mis en place était alors très léger, une demi-douzaine de boulons par mètre ainsi qu'une faible épaisseur de béton projeté. Les cadences correctes, jusqu'à 200 mètres par mois, étaient dues aux conditions géologiques favorables : des séries carbonatées (calcaires & marno-calcaires) jurassiques, remarquablement régulières, parfois en bancs puissants de plusieurs dizaines de mètres (calcaires du Dogger). On peut juste noter la présence d'anhydrite assez massive entre les PM 734 et 811.



Les choses se gâtent une fois passé le PM 812 : la géologie change et la descenderie rentre dans le Houiller schisto – gréseux, zone composée de trois roches principales – grès, schiste et charbon, selon leur compétence décroissante. Pour la suite, je cite le responsable du service géologique de Saint Martin La Porte, Marc Poigniez : « La morphologie des terrains s'avère essentiellement être une succession, et ce dans les trois dimensions de l'espace, de structures en cuillers, lentilles et autres formes oblongues, souvent interpénétrées les unes dans les autres [...]. Au sein de ces structures, souvent de puissance d'ordre déci- à métrique, (et de surface du centiare à l'are), on observe des litages obliques, toujours granoclassés, avec des pentes allant jusqu'à 25° à 30°, correspondant à l'angle de frottement interne du matériau. L'ordre de dépôt de la séquence détritique, (appelée aussi séquence turbiditique), va de matériaux grossier (blocs, cailloux, graviers), moyens (sables, sablons), à des matériaux de plus en plus fins (sils, argiles) [...]. Il faut encore signaler que ces terrains ont ensuite, à une époque postérieure à leur dépôt (période «Carbonifère »), subi des contraintes tectoniques se traduisant par leur métamorphisme, que l'on peut qualifier ici d'épi- à mésozonal, et qui est, faut-il le préciser, un « métamorphisme régional ». »

Dans un autre de ses rapports, ce même géologue va jusqu'à dire que « la nature hétérogène de ces terrains, les constantes variations latérales de faciès qui les caractérisent intrinsèquement, les différences de compétences qui leur sont propres bien que soumis à une même intensité métamorphique, l'anisotropie de ces roches, sont de nature à entraîner un suivi difficile, voire une incohérence apparente dans la perception de ces familles, d'un front à l'autre. »

Ces extraits de rapport montrent clairement la complexité des terrains que l'on aborde et présagent des difficultés à venir. Les différences avec la partie précédente sont criantes et l'on peut donc considérer ce changement comme le commencement d'une nouvelle galerie tant les méthodes de travail ont dû être modifiées. Outre une zone alluvionnaire entre les PM 856 et 980 qui a nécessité une excavation par demi-sections supérieure et inférieure, le creusement ne s'est plus uniquement fait au tir mais parfois au brise roche hydraulique, selon la qualité des terrains. Jusqu'au PM 1212, le soutènement s'est renforcé : des cintres HEB 180 (lourds et non coulissants) ont été mis en place et, en arrière du front, une autre couche de béton projeté (64 cm d'épaisseur) était ajoutée.

Face au comportement du terrain, ce soutènement n'a pas suffi : le béton lâchait et les cintres ont cédé sous les fortes convergences, comme le montre la photographie de la figure 8.



*Fig. 8 : Rupture des cintres HEB  
aux alentours du PM 1200*

Un changement de stratégie a donc été opéré : on s'est rapproché de la nouvelle méthode autrichienne qui consiste à laisser les terrains se déconfiner avant de mettre des soutènements bloquants. Plus souple que la méthode adaptée auparavant, elle comprend également une partie dite observationnelle qui suppose d'adapter le soutènement à chaque catégorie de terrain rencontrée.

L'idée mise en place au PM 1212 était une coque de béton projeté munie de 4 saignées, censées donner plus de souplesse au soutènement, sans oublier un boulonnage assez dense. Mais, sous l'effet des convergences, les « pétales » de cette coque viennent vite en contact, ferment les saignées, puis se chevauchent et cassent, ne remplissant donc plus leur but initial. Un anneau final à coffrage perdu, plus éloigné du front, permettait toutefois de bloquer les terrains.

Entre les PM 1256 et 1267, une cloche de 5 à 6 mètres de haut s'est même déclarée, sans doute parce que les boulons étaient mis en place en deux temps : la moitié était mis à front et l'autre moitié à la passe suivante, ceci cumulé avec un long temps de prise du scellement. Ceci met en évidence les difficultés rencontrées ainsi que la très mauvaise tenue des terrains excavés.

Finalement, à partir du PM 1267, la coque avec saignées a été supprimée et remplacée par des cintres TH coulissants ainsi qu'une mini-voûte parapluie, constituée de tiges métalliques semblables à des boulons.

Ce n'est qu'à partir du PM 1385 que l'on a mis en place le soutènement qui est encore en vigueur actuellement (c'est-à-dire au PM 1565).

### **3) La situation actuelle**

Le profil actuel, appelé DSM XX, est né au PM 1385. Sa mise en œuvre est chronophage et coûteuse mais est le résultat d'une réflexion aboutie sur le comportement des terrains traversés. Appesantissons-nous quelque peu sur les différentes étapes de la mise en place de ce soutènement et notamment sur sa deuxième phase, objet de ce travail de fin d'étude.

Pour décrire ce soutènement, divisons le en quatre phases distinctes. En phase préliminaire, on renforce le front avec des tiges en fibre de verre (une cinquantaine sur 25 mètres) afin de renforcer les terrains et éviter une extrusion du front. L'excavation intervient ensuite, par passe de 1 mètre, et se fait au brise roche hydraulique, sans toucher au radier. Là encore, la faible qualité des terrains se fait ressentir lorsqu'on voit la facilité avec laquelle la roche est effritée par la pointe de l'engin. Suit alors la première phase de soutènement réel :

- 10 cm de béton projeté, dit RIG (Résistance Initiale Garantie) ;
- mise en place de 10 boulons Swellex (4 m) en voûte ;
- mise en place de 37 boulons autoforeurs (8 m) dont 26 en voûte et 11 en radier ;
- pose de treillis soudé (maille 15 x 15 cm) ;
- pose d'un cintre TH ( $r = 6,55$  m, 44 kg/m) à 7 éléments ;
- pose d'une voûte parapluie (selon la tenue des terrains) avec 20 autoforeurs (8 m) ;
- blocage des pieds du cintre TH par projection de béton sur une hauteur d'environ 2 m ;
- pose d'un grillage de sécurité.



*Fig. 9 : Soutènement en première phase et renforcement du front*

Cette phase est donc installée juste après l'excavation et laissée en place jusqu'à 20 mètres du front. Tentons quelques commentaires sur les soutènements mis en place : le béton projeté et les Swellex ont un aspect plus sécuritaire que confinant. En effet, de par leur prise rapide (les Swellex travaillent dès l'instant où ils sont mis en place), ils permettent de sécuriser la voûte et de laisser les ouvriers travailler en toute sécurité. Mais, comme nous le verrons par la suite, leur portance est assez faible.

Ce sont donc plutôt le cintre et le nombre important d'autoforeurs qui tiennent les terrains à moyen terme. Le treillis soudé permet de ne pas avoir de « trou de confinement » entre deux boulons.

Pendant cette première phase, on observe de fortes convergences qui font coulisser les cintres par à-coups. De plus, on remarque un fort écaillage du béton projeté qui tombe en amas dans le grillage de sécurité – on reviendra plus tard sur le fait que le béton projeté n'est pas souple et donc très peu adapté à des terrains aussi mouvants.

A 20 mètres du front débute la deuxième phase de soutènement : celle-ci consiste d'abord à enlever la phase précédente en déposant le cintre TH. On peut constater que ce dernier a subi les efforts du terrain tant il est endommagé. La galerie est ensuite alésée au brise roche hydraulique afin d'obtenir les dimensions contractuelles, puis sécurisée grâce à une faible épaisseur de béton projeté. On « nettoie » les parements en coupant les extrémités de boulons restants. On assiste ensuite à :

- la pose de 10 Swellex par mètre (4 m) en voûte ;
- l'excavation de la contre-voûte avec la découpe au fur et à mesure des autoforeurs mis en place en première phase ;
- la pose du cintre TH (9 éléments) en contre-voûte d'abord avec un espacement égal à 1 mètre. Dans l'espacement, un bloc compressible est installé au niveau des parties coulissantes des cintres ;
- la projection de béton toujours en contre-voûte dans l'espacement entre les cintres. On commence donc la formation d'une coque composée d'éléments compressibles et de « pétales » de béton projeté ;
- le remblayage de la contre-voûte avec du tout-venant ;

- la fin de la pose des cintres TH ( $r = 6,07 \text{ m}$ ,  $44 \text{ kg/m}$ ), c'est-à-dire les 7 éléments restant ;
- la fin de la pose des éléments compressibles (9 éléments en incluant celui en contre-voûte) ;
- la fin de la formation de la coque en projetant le béton entre les blocs compressibles ;
- finalement, la pose du treillis soudé et du grillage de protection.

Le schéma de pose des blocs compressibles est donné figure 12.



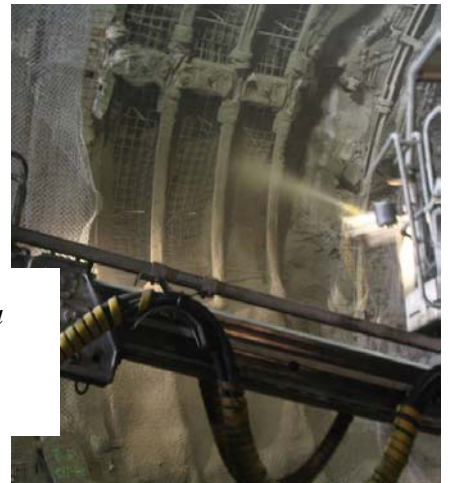
*Fig. 11 : Réalésage entre 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> phase au BRH*



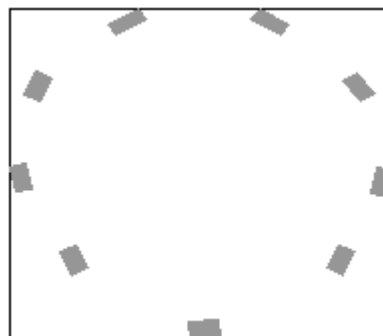
*Fig. 10 : Pose des blocs compressibles en contre-voûte*



*Fig. 14: Pose des blocs compressibles sur les parements*



*Fig. 13 : Projetage du béton entre les blocs compressibles*



*Fig. 12 : Schéma de disposition des 9 blocs compressibles*

Cette phase, extrêmement lourde, se fait par passe de 5 mètres, divisée en 3 et 2 mètres. On remarque non seulement qu'il est nécessaire de reprofiler les terrains à cause des convergences constatées en première phase mais aussi qu'il est encore indispensable de les laisser respirer en installant un soutènement compressible, d'où l'intérêt des blocs.

Les Swellex ont toujours un aspect sécuritaire ; c'est la coque « éléments compressibles + béton projeté » qui soutient les terrains. Le cintre, quant à lui, a un rôle de soutènement dans les premiers temps mais les efforts sont vite repris par la coque ; on peut alors dire qu'il sert de repère d'espacement pour la pose des éléments compressibles.

Enfin, à 80 mètres du front, le tout-venant du radier est excavé pour être remplacé par un radier en béton armé. Ensuite vient le coffrage qui, par passe de 5 mètres, permet d'obtenir un revêtement définitif en béton coulé d'un mètre d'épaisseur.

En conclusion de cette partie, on peut mettre l'accent sur la gradation, les erreurs dans les soutènements mis en place : léger en première partie, puis plus chargé ensuite dans l'espoir que l'on bloquerait les terrains facilement. Survient alors un tâtonnement à la recherche d'un soutènement qui laisse les terrains respirer : recherche peu évidente et qui aboutit à une procédure longue et coûteuse, réduisant l'avancement à une vingtaine de mètres par mois. Ce soutènement fait également appel à des produits nouveaux tels que les blocs compressibles utilisés en deuxième phase : conçus par un cabinet suisse, Solexperts, ils ont été inventés suite aux problèmes similaires rencontrés sur le tunnel du Lötschberg et font l'objet d'une composition spéciale et quelque peu mystérieuse (billes de verre, fibres, etc.). Tous ces éléments font donc que leur prix est élevé, environ 400 € pièce, ce qui incite l'entreprise Razel à trouver une solution alternative, propos de ce sujet d'option.



## 2<sup>ème</sup> PARTIE : Analyse théorique du soutènement DSM XX

Avant de nous lancer tête baissée dans une solution de remplacement des blocs compressibles cités précédemment, il nous semble nécessaire de comprendre le soutènement mis en place. Bien sûr, les remarques antérieures permettent de nous donner un sens des différents objets utilisés mais le scientifique ne saurait se contenter de seuls éléments qualitatifs : c'est dans cette optique que nous allons tenter de quantifier les propos de la première partie, avec toute l'humilité qu'une modélisation impose. Nous verrons donc dans un premier temps les outils de modélisation – à savoir la théorie convergence – confinement, et, ensuite, son utilisation dans le cadre de la descenderie de Saint Martin La Porte.

### I – La théorie convergence – confinement

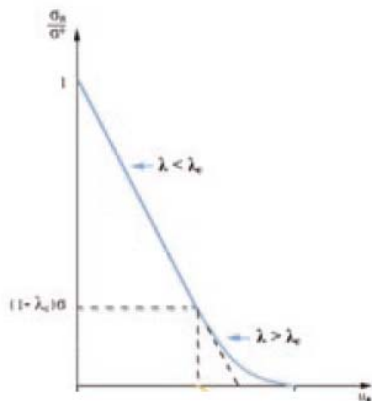
Méthode développée dans les années 1970, elle donne les convergences en fonction d'une pression fictive, représentant l'avancée du front de taille : lorsque la pression fictive est égale aux contraintes géostatiques, nous sommes en avant du front de taille, puis, progressivement, lorsque cette pression est nulle, nous sommes dans une zone éloignée du front et ne subissant donc plus son influence.

#### 1) Introduction

Afin de construire la courbe donnant la convergence des terrains en fonction de la pression fictive de confinement, nous nous plaçons dans les hypothèses suivantes :

- galerie circulaire ;
- contrainte naturelle isotrope ;
- terrain homogène ;
- gravité négligée.

Dans ces conditions, les convergences attendues, pour une section donnée, sont donc uniformes. Par une pure vision de l'esprit, imaginons que la galerie vient d'être creusée puis instantanément remplie d'un liquide dont la pression est égale aux contraintes géostatiques : nous ne sommes pas sortis de l'état d'équilibre initial (il n'y a donc pas de convergence). Progressivement, faisons diminuer la pression  $P$  de ce liquide (symbolisant l'avancée du front) : les premières déformations vont être élastiques (donc linéaires) puis, passé un certain seuil de  $P$ , nous allons rentrer dans une zone plastique.



On appelle alors  $\lambda$  le coefficient de confinement :  $\lambda = P/s$  avec  $s$  les contraintes géostatiques. On peut définir un  $\lambda$  critique, à partir duquel les déformations sont plastiques.

Si, lorsque  $P = 0$ , cette courbe coupe l'axe des abscisses, nous sommes dans une situation où la galerie est stable sans soutènement ; la convergence finale sera égale à celle donnée par le point d'intersection de la courbe des terrains.

Fig. 15 : Courbe des terrains, phases élastique et plastique



Sur le même graphique, on peut représenter les courbes des différents soutènements mis en place. La courbe de chaque soutènement relie son déplacement radial à la pression à laquelle il est soumis. Pour un soutènement dont le comportement est élastique linéaire, sa courbe débute au moment de sa mise en place, soit  $U_0$ , valeur à laquelle les terrains ont convergé à ce moment là. Puis débute une phase de mise sous charge du soutènement par les terrains, linéaire dans notre cas et dont le coefficient directeur est appelé « rigidité » du soutènement. Lorsque cette courbe intersecte celle des terrains, nous arrivons à une situation d'équilibre : le soutènement bloque les terrains et le point d'équilibre nous donne la convergence finale.

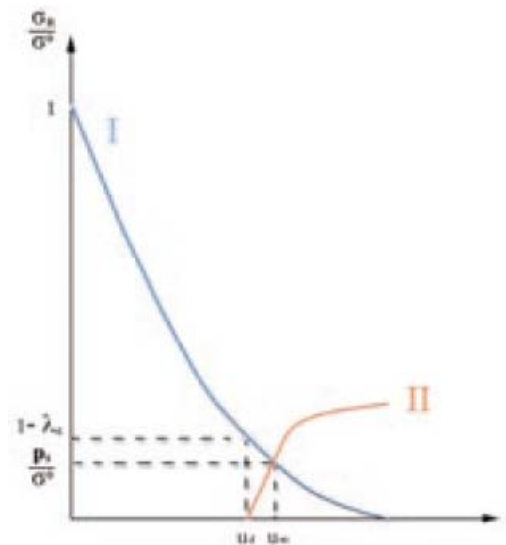


Fig. 16 : Insertion de la courbe du soutènement et point d'équilibre

Toutefois, le cas linéaire est irréaliste: on atteint normalement une pression limite de soutènement à partir de laquelle le soutènement se déforme à pression constante (le cas d'un cintre coulissant) puis tombe en ruine une fois sa capacité de déformation totalement épuisée – il n'y a donc pas forcément point d'équilibre entre la courbe des terrains et celle du soutènement.

## 2) Construction de la courbe du terrain

Nous nous plaçons dans le cas des hypothèses déjà citées et nous rajoutons un comportement élasto-plastique parfait aux terrains rencontrés. Soient :

- $u$  : le déplacement radial de la galerie,
- $a$  : le rayon de la galerie,
- $s$  : les contraintes géostatiques,
- $P$  : la pression (fictive) de confinement,
- $E$  : le module d'Young des terrains,
- $\nu$  : le coefficient de Poisson des terrains,
- $\varphi$  : l'angle de frottement des terrains,
- $C$  : la cohésion des terrains,
- $\beta$  : le coefficient de dilatance des terrains,
- $R_c$  : la résistance en compression simple des terrains.

Lorsque  $P > 2s - R_c$ , nous sommes toujours dans la phase élastique et :  $u = a \frac{1+\nu}{E} (s - P)$ .



Cette droite s'achève lorsque P atteint la valeur donnée ci-dessus. Nous rentrons alors dans la phase plastique, régie par le critère de Mohr-Coulomb. Posons :

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\eta = \frac{s - P}{s + C \cot \alpha(\varphi)}$$

(K est le « coefficient de butée », relatif au critère de Mohr-Coulomb).

La solution analytique donne alors le déplacement radial u :

$$u = a \frac{1+\nu}{E} (s + C \cot \alpha(\varphi)) (A1 + A2 + A3)$$

A1, A2 et A3 sont trois coefficients qui dépendent de la valeur de s. Nous n'explicitons qu'un des deux cas possibles, celui utilisé dans le cas de notre galerie.

Si  $s \geq Rc \frac{1-\nu}{1-2\nu}$ , alors :

$$A1 = \frac{1 - 2\nu(\beta + K + K\beta) + 2K\beta}{(\beta + K)(1 + \nu)} (1 - \eta)$$

$$A2 = 2 \frac{(1-\nu)(K-1)}{\beta + K} \left( \frac{2}{(K+1)(1-\eta)} \right)^{\frac{\beta+1}{K-1}} + \frac{(K-1)(1-2\nu)(\beta - \nu\beta - \nu)}{(1+\nu)(\beta + K)(\beta + 1)} \left( \frac{1-2\nu}{(K - K\nu - \nu)(1-\eta)} \right)^{\frac{\beta+1}{K-1}}$$

$$A3 = \frac{(2\nu - 1)(1 + 2\beta)}{(1 + \nu)(1 + \beta)}$$

On a également la valeur du rayon de l'anneau plastique :  $b = a \left( \frac{2}{(1 + K)(1 - \eta)} \right)^{\frac{1}{1-K}}$

Dans l'introduction à cette partie, nous avons énoncé les hypothèses, plutôt restrictives, concernant la méthode convergence – confinement. Il est cependant possible d'en contourner certaines via quelques artifices. Par exemple, concernant l'homogénéité des terrains entourant la galerie, il est possible de construire plusieurs courbes des terrains (chacune d'entre elles étant représentative d'une zone traversée) pour une seule galerie. Ceci permet également d'inclure la gravité dans notre modèle, en distinguant voûte et contre-voûte.

Nous noterons aussi que nous n'avons pas pris en compte l'influence du temps. En effet, une fois libérée des contraintes géostatiques, la roche peut se mettre à fluer et les convergences ne sont pas forcément nulles malgré un arrêt de l'avancement du front. On peut donc corriger la courbe calculée ci-dessus en « la décalant vers la droite », c'est-à-dire qu'à chaque convergence élasto-plastique, on ajoute la convergence due au fluage.

Finalement, la notion de pression fictive de confinement n'est pas très évidente à manipuler : elle ne peut être mesurée sur le terrain et ne correspond à rien de palpable physiquement. On cherche donc à relier pression de confinement et distance par rapport au front de taille, notion facile à utiliser. Plusieurs relations ont été établies entre ces deux grandeurs, le plus souvent par l'expérience. Néanmoins, on peut citer la solution proposée par Nguyen-Minh et Pouya (1992) :

$$\lambda = \frac{0,6}{0,84 + \frac{x}{a}}, \text{ avec } x \text{ la distance au front de taille}$$

On remarque qu'à front, le confinement ne vaut plus que 0,72 ; l'effet de l'avancée du front de taille se fait donc sentir même en avant de celui-ci.

### 3) Construction de la courbe du soutènement

Là encore, nous reprenons l'hypothèse du comportement élasto-plastique parfait. Comme nous l'avons déjà dit, la courbe du soutènement se divise donc en deux parties :

- une partie élastique, définie par le moment de pose du soutènement (abscisse initiale), sa rigidité (coefficient directeur) et sa pression limite (ordonnée maximale) ;
- une partie de coulisement où le soutènement coulisse tout en assurant une portance des terrains, cette dernière étant égale à la pression limite définie ci-dessus.

Les formules que nous exposons maintenant proviennent soit des recommandations de l'AFTES, soit du livre de J. Fine, « Le soutènement des galeries minières ». Pour chaque type de soutènement, les formules ont été comparées entre elles et nous avons retenu celles qui nous semblaient les plus pertinentes.

Nous exposons ici les formules pour les éléments de soutènement les plus courants et nous notons K la rigidité et P la pression limite.

#### a) Béton projeté

$$K = \frac{E}{2(1+\nu)} \frac{R^2 - r^2}{R^2 + r^2 - 2\nu R^2} \text{ et } P = \frac{R^2 - r^2}{2R^2} R_c$$

avec :

- E : module d'Young du béton,
- R : rayon extérieur,
- r : rayon intérieur,
- Rc : résistance en compression simple du béton,
- ν : coefficient de Poisson du béton.

#### b) Cintre

$$K = \frac{PE}{\sigma} \text{ et } P = \frac{S\sigma}{aD}$$

avec :

- E : module d'Young de l'acier utilisé,
- σ : résistance limite de l'acier,
- S : section du cintre,
- D : espacement entre les cintres.

#### c) Boulons à ancrage réparti

$$K = \frac{dE}{l} xS \text{ et } P = dB$$

avec :

- E : module d'Young de l'acier utilisé,
- d : densité de boulonnage,
- L : longueur du boulon,
- B : charge de rupture d'un boulon,
- S : section du boulon.

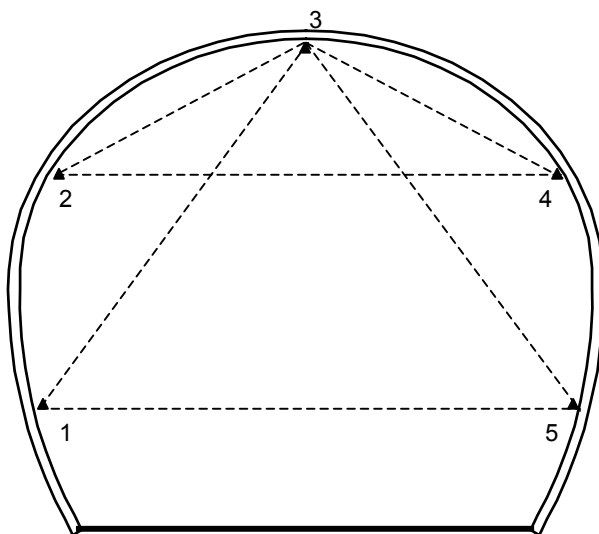
## II – Modélisation

Afin de modéliser la situation rencontrée à Saint Martin La Porte, nous suivons la même démarche que précédemment en nous appuyant sur les mesures d'auscultation en ce qui concerne les terrains et sur les données des différents éléments de soutènement.

### 1) Données terrain

Les mesures effectuées en galerie sont de plusieurs natures :

- mesures de convergences : disposition de mires optiques. Sont mesurés leurs variations d'altitude et le rétrécissement de longueur de certains couples de mires, comme le montre la figure 17 ;
- mesures extensométriques : 2 sections ont été instrumentées, l'une en phases 1 et 2 de soutènement (PM 1444), l'autre seulement en deuxième phase (PM 1423). Des mesures sur les déformations des blocs compressibles ainsi que sur les contraintes dans les pétales de béton projeté ont également été effectuées sur ces deux sections ;
- finalement, des mesures de contraintes dans l'anneau de béton final ont aussi été faites.



*Fig. 17 : Disposition des mires optiques dans la galerie*

Le problème posé est simple : nous réduisons le problème à trois inconnues (angle de frottement, résistance en compression simple et module d'Young = les données nécessaires pour construire notre courbe des terrains) et nous avons deux mesures (convergences et rayon plastique). Nous éliminons une inconnue, l'angle de frottement, en nous référant aux rapports des autres bureaux d'étude et en fixant ce paramètre à 20°. Les équations de la partie précédente permettent alors de résoudre le problème que l'on se pose.

#### a) Analyse des convergences

L'analyse des convergences s'est donc déroulée de la manière suivante : en première comme en deuxième phase, nous avons choisi un certain nombre de sections étalées sur environ deux cents mètres de galerie. Puis, nous avons fait attention aux intervalles mesurés : ceux-ci devaient être sensiblement égaux, c'est-à-dire que, pour la première phase, l'instant initial de mesure devait être à environ un mètre du front et l'instant final à une vingtaine de mètres. De même, pour la deuxième phase, l'intervalle devait être entre 20 et 80 mètres, ceci afin d'avoir des données comparables. Une fois les mesures récoltées, nous avons éliminé celles qui paraissaient aberrantes (en rouge dans les tableaux qui suivent) puis avons moyenné sur celles restantes afin d'obtenir une représentation plausible des phénomènes rencontrés en galerie. Les cases vides indiquent que la mesure n'a pas été effectuée jusqu'à l'instant final désiré.

Nous obtenons donc les résultats suivants :

	1356	1375	1394	1406	1413	1418	1498	Moyenne
1-3	-740	-660	-600	-480	-710	-670	-230	-640
2-3	-370	-320	-210	-240	-420		-110	-310
4-3	-70	-470	-100		+30	+170		0
5-3	-600	-850	-310	-240	-320	-160	-100	-230
2-4	-320	-660	-310		-320			-315
1-5	-740	-660	-530	-360	-420	-370	-220	-470

Tableau 1 : Mesures de corde en première phase – entre 0 et 20 m. du front (mesures en mm)

	1356	1375	1394	1406	1413	1418	1498	Moyenne
1	+190	+130	+80	0	-50	-70	-120	-30
2	-250	-165	-250	-145	-180		-210	-200
3	-340	-610	-360	-375	-660	-570	-330	-460
4	-290	-550	-420		-730	-640		-580
5	+240	+180	+20	-65	-110	-130	-270	-120

Tableau 2 : Mesures d'altitude en première phase – entre 0 et 20 m. du front (mesures en mm)

	1433	1444	1450	1454	1465	1479	1484	Moyenne
1-3	-255	-420	-400	-400	-300	-50	-340	-340
2-3	-215	-255	-320	-360	-230		-250	-250
4-3	-85	-255	-60	-145	-300	-50	-250	-250
5-3	-215		-320	-230	-360	-50	-520	-520
2-4	-255	-420	-400	-400	-530	-330	-440	-440
1-5	-255		-400	-400	-530	-630	-580	-580

Tableau 3 : Mesures de cordes en deuxième phase – entre 20 et 80 m. du front (mesures en mm)

	1433	1444	1450	1454	1465	1479	1484	Moyenne
1	-30	-60	0	-40	-80	-80	-120	-60
2	-135	-180	-190	-130	-150	-190	-200	-170
3	-280	-520	-430	-375	-250	-80	-450	-370
4	-280	-290	-240	-230	-290	-570	-450	-300
5	-30		-110	-130	-80	-40	-90	-80

Tableau 4 : Mesures d'altitude en deuxième phase – entre 20 et 80 m. du front (mesures en mm)

Pour analyser ces données, deux approches sont possibles : l'une plus ou moins empirique où, à partir des valeurs, on essaye de construire une déformée « à main levée » et cohérente avec les valeurs obtenues. En figure 18, on peut voir le dessin obtenu.

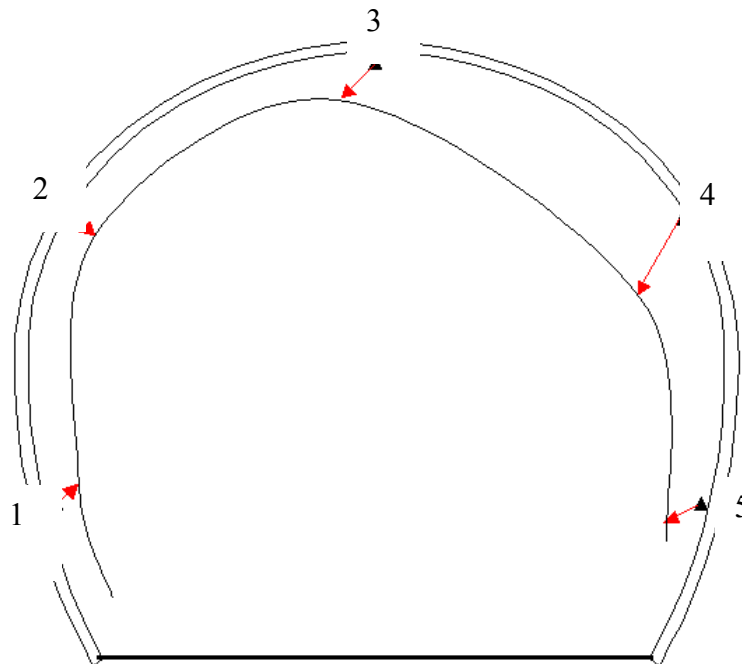


Fig. 18 : Déformée de la galerie

Commentons : le côté droit est le plus touché par les déformations. On constate que la convergence de ce côté-là est égale à environ deux fois celle observée sur le côté gauche. Ceci confirme les impressions de terrain (schistosité penchant à environ 45° vers la droite, endommagement du soutènement à droite).

Mais on peut également raisonner de façon plus systématique, l'idée étant de construire un petit modèle mathématique qui, à partir de ces données et des positions initiales, fournirait les coordonnées finales des mires optiques. Nous procédons comme suit.

On modélise une section de galerie par un cercle et on positionne chaque mire sur le cercle à l'instant initial. Chaque mire  $M_i$  a donc un couple de coordonnées  $(X_i, Y_i)$  vérifiant l'équation du cercle de rayon  $R$ .

Nommons  $(X_i', Y_i')$  les coordonnées à la fin de la première phase de soutènement.  $Y_i'$  est connu car le changement de cote est donné dans les mesures. Il s'agit alors de trouver  $X_i'$  grâce aux mesures de cordes. On peut, pour cela, utiliser l'équation suivante :

$$[\text{distance entre } M_i \text{ et } M_j \text{ après déformation}] - [\text{distance entre } M_i \text{ et } M_j \text{ initiale}] = [\text{mesure de corde } (M_i, M_j)]$$

On a donc 6 équations de la sorte qui peuvent se simplifier en :  $(X_i' - X_j')^2 = U_{ij}$  ;  $U_{ij}$  étant facilement calculable.

En ordonnant les  $X_i'$  ( $X_1 < X_3 < X_5$  et  $X_2 < X_3 < X_4$ ), on a donc un système linéaire de 6 équations avec 5 inconnues. Malheureusement, celui-ci est seulement d'ordre 4 et n'est donc pas solvable mathématiquement.

Cependant, on peut vérifier certaines conditions de compatibilité, du genre :

$\text{Racine}(U_{13}) + \text{Racine}(U_{35}) = \text{Racine}(U_{15})$ , ce qui permet de vérifier la cohérence des mesures effectuées. On trouve ici des résultats valables à l'ordre centimétrique.

On peut également trouver des déplacements limites en bloquant un point. Supposons par exemple que le déplacement selon X du point 2 est nul, ceci nous fournit une position finale pour les points 1 et 3. En raisonnant de manière identique pour les autres points, on arrive à trouver des fourchettes de déplacement. On conclut le raisonnement avec l'observation sur le terrain ; par exemple, on remarque que le côté droit est de moins bonne qualité, ce qui nous incite à donner un plus fort déplacement à 4 qu'à 2.

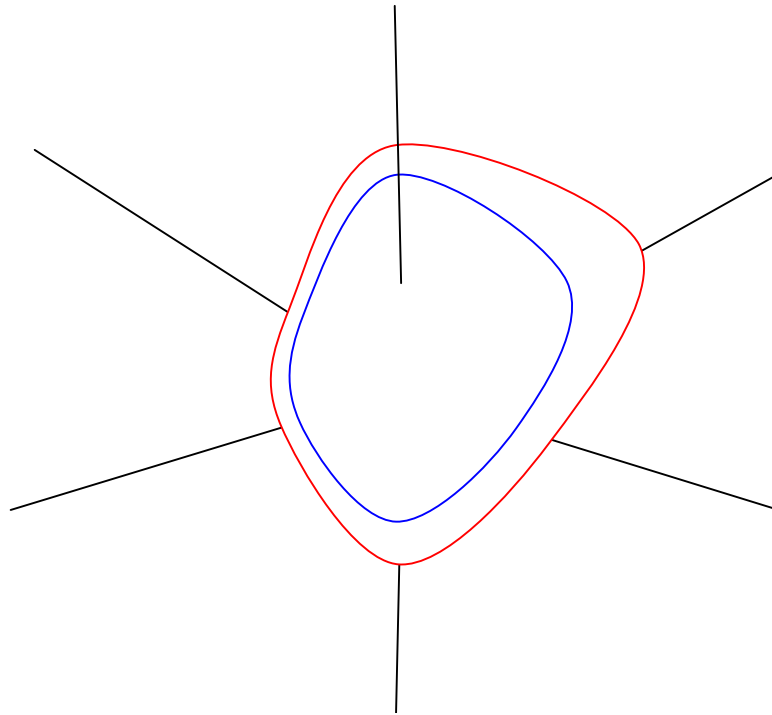
Entre déduction logique et empirisme, nous arrivons donc à sortir deux données intéressantes : une convergence dite « extrême », représentant les portions du parement droit de la galerie, et une convergence dite « moyenne », calculée comme étant la moyenne de toutes les convergences déduites.

Nous aboutissons donc à :

	Phase 1	Phase 2
Hypothèse extrême	47 cm	62 cm
Hypothèse moyenne	29 cm	36 cm

#### b) Analyse des extensomètres de forage

Nous analysons ici les mesures extensométriques effectuées pendant la première phase de soutènement du PM 1443. Nous représentons les isodéformations 100 et 50 mm (en bleu et rouge) sur la figure 19 et rappelons que les extensomètres mesurent 24 mètres de long.



*Fig. 19 : Isodéformations (50 et 100 mm) en fin de première phase*

Le quart supérieur droit, tout comme la voûte, subit une déformation 2 à 3 fois plus importante que le reste du terrain.

Concernant la validité de ces mesures, on peut supposer que la tête d'ancrage des extensomètres est bien fixe car elle est située à 24 mètres dans les terrains et, étant donné que nous sommes en première phase, les terrains n'ont pas eu le temps de se déformer totalement.

On cherche à définir la zone plastique. Avec un module d'Young  $E=630$  MPa et une résistance en compression simple égale à 3 MPa (valeurs moyennes obtenues dans les rapports déjà effectués en bureau d'étude), on trouve une limite de déformation en élasticité à 0,5% donc de 30 mm pour un rayon de 6m. L'isodéformation 30 mm (non dessinée ici) s'étend à environ 15 m des parements du tunnel en haut à droite; en bas à droite, à environ 9 m et, sur le côté gauche, à 4m.

En deuxième phase, les extensomètres ne mesurent plus que 15 mètres, c'est-à-dire que certains ont leurs extrémités dans la zone déjà plastifiée. Cependant, on remarque que seules la tête et la base située à 3m ont des déplacements significatifs, c'est-à-dire supérieurs au centimètre. On peut donc en conclure que la zone plastique ne s'étend pas mais que les ruptures au sein de cette zone s'accroissent.

Nous prenons donc les deux valeurs suivantes pour le rayon des anneaux plastiques :

- 21 m dans l'hypothèse extrême ;
- 16 m dans l'hypothèse moyenne.

A partir de ces données et des équations exposées en I, nous pouvons déduire les caractéristiques géomécaniques des terrains. Au préalable, on fixe – de manière plus ou moins

arbitraire – certaines données : le coefficient de Poisson à 0,3, le coefficient de dilatance à 2,3, sachant qu'ils ont peu d'influence sur le reste du processus.

Ensuite, on choisit de se placer au PM 1500 (couverture égale à 380 m), ce qui est cohérent avec les mesures analysées et on donne une densité de 2,7 aux roches des terrains, donnée récoltée dans les études effectuées antérieurement. On en déduit une contrainte géostatique égale à 10,3 MPa.

Puis, on fixe l'angle de frottement à 20°, valeur moyenne et qui correspond à l'angle que fait la pente du talus invisible dans la montagne au droit de la galerie. On raisonne alors avec le rayon plastique dont la valeur est indépendante du module d'Young : ceci nous donne une cohésion pour chacun des deux cas étudiés.

Finalement, les convergences permettent de fixer un module d'Young.

On obtient alors les valeurs suivantes, exceptionnellement faibles mais cohérentes avec les convergences observées :

	Moyenne	Extrême
Résistance en compression simple (MPa)	3,7	2,4
Module d'Young (MPa)	1255	1790

Permettons-nous quelques réflexions : il apparaît étrange de voir un meilleur module d'Young pour la zone de qualité mécanique moindre mais l'on peut avancer le fait que les terrains sont globalement très mauvais, induisant alors des anomalies dans notre modèle. De plus, on voit que la différence entre les deux modules d'Young est très faible.

En introduisant ces données légèrement diminuées (afin de tenir compte des convergences qui seraient survenues en troisième phase si l'anneau béton n'avait pas bloqué les terrains) dans le logiciel « galsout », développé au Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris, nous obtenons les courbes désirées (figure 20).

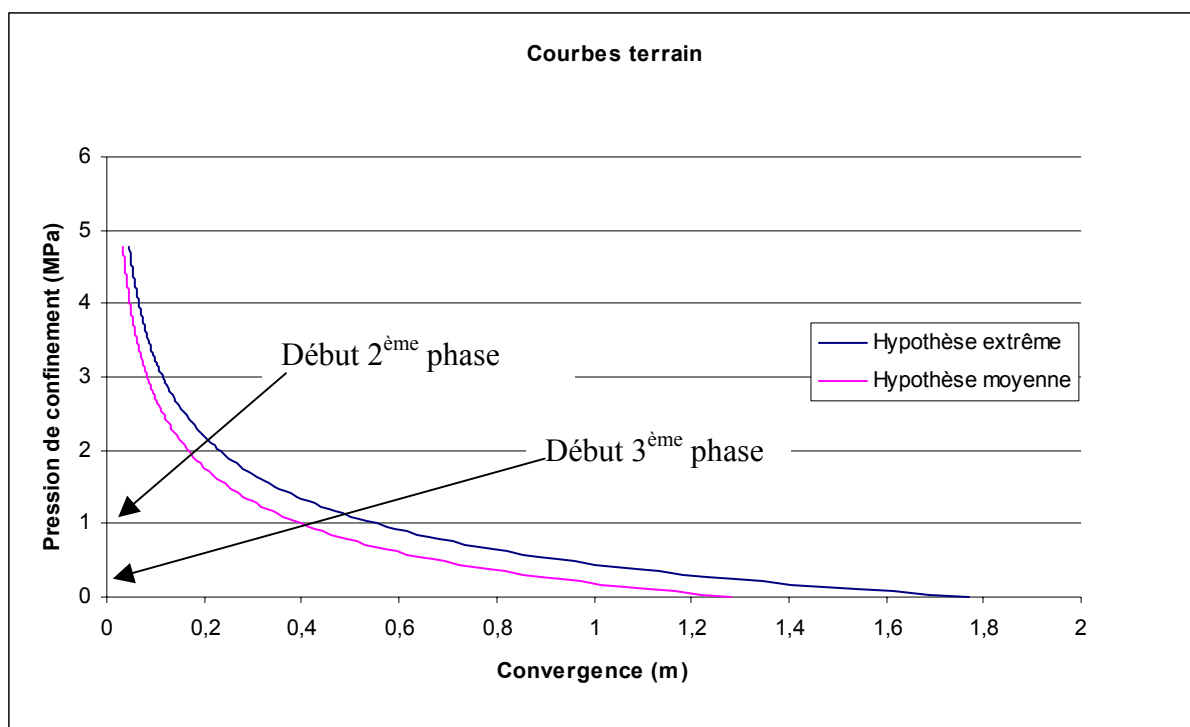


Fig. 20 : Courbes terrain, hyp. moyenne et extrême



Connaissant les débuts et fins de chaque phase, on peut ensuite calculer le taux de confinement en fonction de la distance au front. Les résultats sont présentés en figure 21.

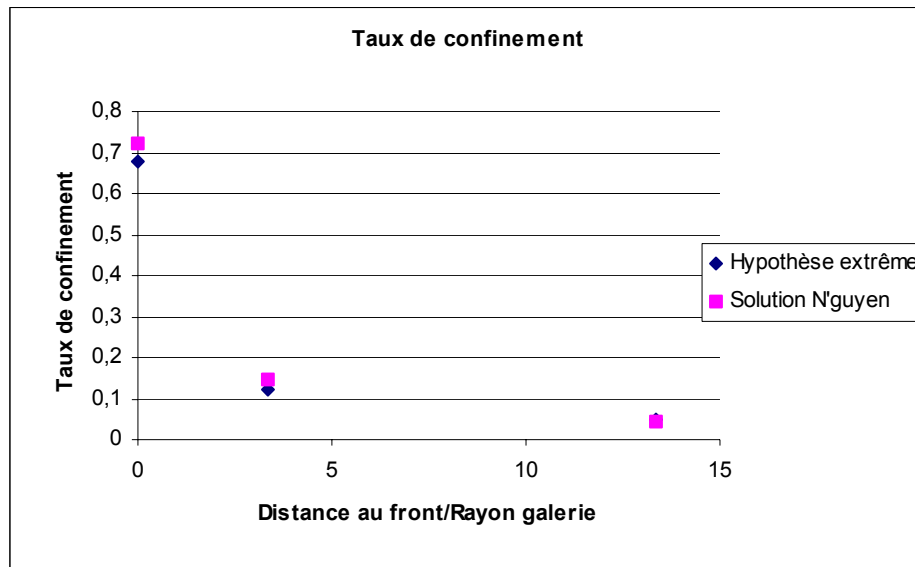


Fig. 21 : Comparaison taux de déconfinement théorique et calculé

On a arbitrairement fixé le taux de confinement au front à 0,72 en s'appuyant sur la littérature. On remarque donc la faible différence entre le taux de confinement retrouvé à partir des mesures et l'évolution théorique du taux trouvé analytiquement.

## 2) Données soutènement

### a) Première phase

En première phase, nous nous limitons à modéliser :

- le béton projeté,
- le cintre,
- les boulons autoforeurs.

On néglige le treillis soudé car sa modélisation n'est pas évidente, ainsi que les Swellex car leur pression de confinement atteint seulement 0,03 MPa, négligeable par rapport aux autres éléments de soutènement, comme nous allons le voir.

Nous utilisons donc les données exposées page suivante.

Béton projeté :

Module d'Young du béton (MPa)	20000,00
Coefficient de Poisson du béton	0,20
Epaisseur de béton (m)	0,10
Rayon de la galerie (m)	6,12
Contrainte limite du béton (MPa)	25,00

Rigidité (MPa)	172,31
Pression maximale de soutènement (MPa)	0,40
Rigidité (MPa/m)	28,15

Cintre :

Rayon de la galerie (m)	6,12
Module d'Young (Mpa)	200000
Aire de la section droite (m <sup>2</sup> )	0,004
Espacement (m)	1
Résistance de l'acier (Mpa)	400
Coulissement (m)	0,55

Rigidité (MPa)	130,72
Pression maximale de soutènement	0,26
Rigidité (MPa/m)	21,36

Boulons :

Module d'Young de l'acier (MPa)	200000
Densité de boulonnage (nb boulons/m <sup>2</sup> )	1
Longueur du boulon (m)	8
Charge à la rupture (tonnes)	28
Section du boulon (mm <sup>2</sup> )	430
Rayon de la galerie (m)	6,12
Extension des boulons (m)	8,96

Rigidité (MPa)	65,79
Pression maximale de soutènement	0,28
Rigidité (MPa/m)	10,75

#### b) Deuxième phase

On raisonne pareillement en deuxième phase ; le cintre a donc les mêmes caractéristiques qu'en première phase. La difficulté réside alors dans le fait que la coque « béton projeté + éléments compressibles » n'est pas axisymétrique ; il faut donc trouver un moyen pour modéliser l'ensemble.

Nous partons donc de la courbe effort – déformation de chacun des deux constituants : le béton travaille en élasticité avec  $E = 20\,000\text{ MPa}$ ,  $R_c = 20\text{ MPa}$ . Les blocs compressibles ont l'allure donnée en figure 22.

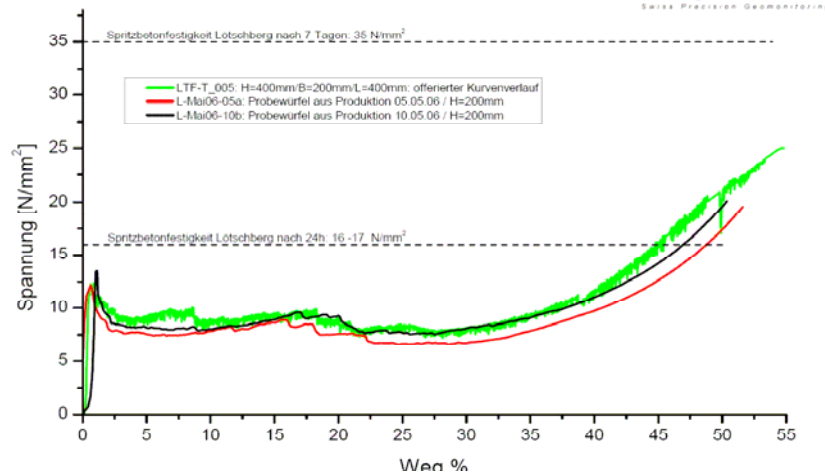


Fig. 22 : Courbe de l'essai en compression simple des blocs compressibles

On modélise cela par une courbe en trois portions :

- partie initiale élastique,  $E = 877 \text{ MPa}$ , limite à  $7,9 \text{ MPa}$ ,
- pallier à  $7,9 \text{ MPa}$  de  $0,9\%$  à  $41,1\%$  de déformation,
- partie croissante avec un « module » de  $137 \text{ MPa}$ .

Le passage de l'espace « compression simple » à l'espace « convergence – confinement » requiert quelques calculs.

En posant  $l$  la circonférence initiale de la galerie,  $u$  le déplacement radial et  $R$  le rayon du tunnel, on peut écrire :

$\frac{\Delta l}{l} = \frac{u}{R}$  (1), le membre de gauche est donc dans l'espace compression simple alors que le membre de droite représente bien une notion de convergence. De plus, on a :  $\Delta l = \Delta l_b + \Delta l_{bc} = \varepsilon_b \times l_b + \varepsilon_{bc} \times l_{bc}$  (2), les indices  $b$  et  $bc$  représentant le béton et les blocs compressibles.

De même, on peut lier la pression fictive ( $P$ ) à la pression orthoradiale ( $\sigma$ ) qui est exercée dans le soutènement :

$$\sigma = P \frac{R}{e} \text{ avec } e : \text{épaisseur de la coque.} \quad (3)$$

On prend en compte dans un premier temps la déformabilité du béton. Sa loi de comportement est simple :

$$\sigma = E_b \varepsilon_b$$

Donc, en utilisant (1) et (2), on obtient :  $\varepsilon_{bc} = \frac{l}{l_{bc}} \frac{u}{R} - \frac{\sigma}{E_b} \frac{l_b}{l_{bc}}$ . Or la courbe de l'essai en compression simple des blocs compressibles nous donne une relation :  $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$ .

On obtient donc, à partir de (3) :  $P = \frac{e}{R} f\left(\frac{l}{l_{bc}} \frac{u}{R} - \frac{\sigma}{E_b} \frac{l_b}{l_{bc}}\right)$ . Il suffit de raisonner ensuite selon les portions de la courbe des blocs compressibles donnée ci-dessus.

Dans un deuxième temps, on suppose le béton indéformable et, en raisonnant de même, on arrive aux deux courbes représentées en figure 23.

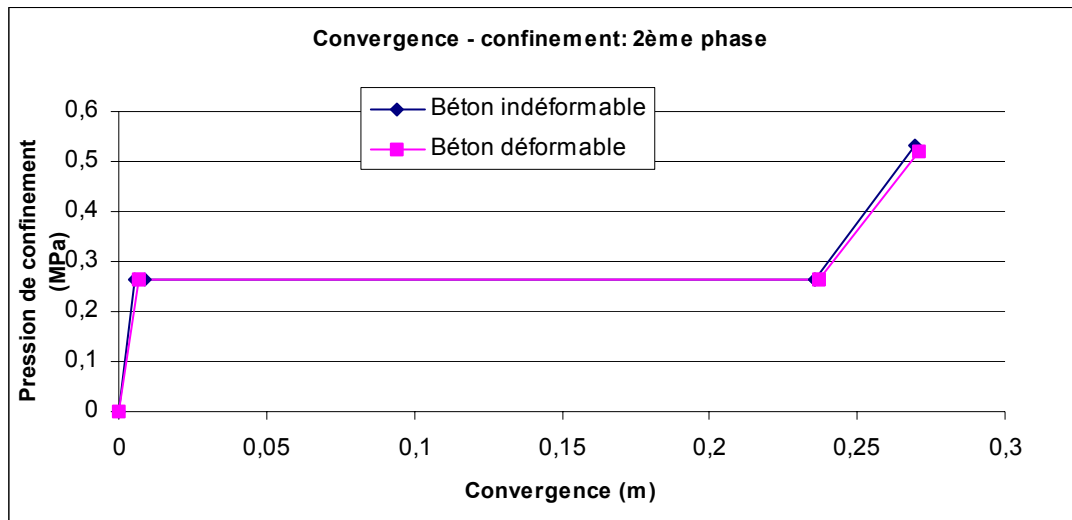


Fig. 23 : Courbe de la coque en convergence - confinement

Vu la faible différence entre les deux courbes et les multiples imprécisions que nous avons par ailleurs, on peut se permettre de supposer un béton indéformable. On récapitule les valeurs utilisées et trouvées dans les tableaux suivants :

Longueur béton (m)	34,1
Longueur BC (m)	3,6
Epaisseur anneau (m)	0,2
Pression terrain (MPa)	10,26
Rayon galerie (m)	6
Module Young BC (MPa)	877/137

u (m)	0	0,009	0,23	0,27
P (MPa)	0	0,26	0,26	0,53

### c) Troisième phase

La pose du radier n'est pas prise en compte, on considère seulement l'anneau de béton dont les caractéristiques sont :

Module d'Young (MPa)	20000,00
Coefficient de Poisson	0,20
Epaisseur (m)	1,00
Rayon de la galerie (m)	6,12
Contrainte limite du béton (MPa)	25,00

Rigidité (MPa)	1923,85
Pression maximale de soutènement (MPa)	3,75
Rigidité (MPa/m)	314,35

## 2) Modèle complet

En réunissant tous les éléments exposés ci-dessus, c'est-à-dire en ajoutant rigidité et pression limite pour les soutènements de même phase, nous aboutissons aux graphiques 24 et 25.

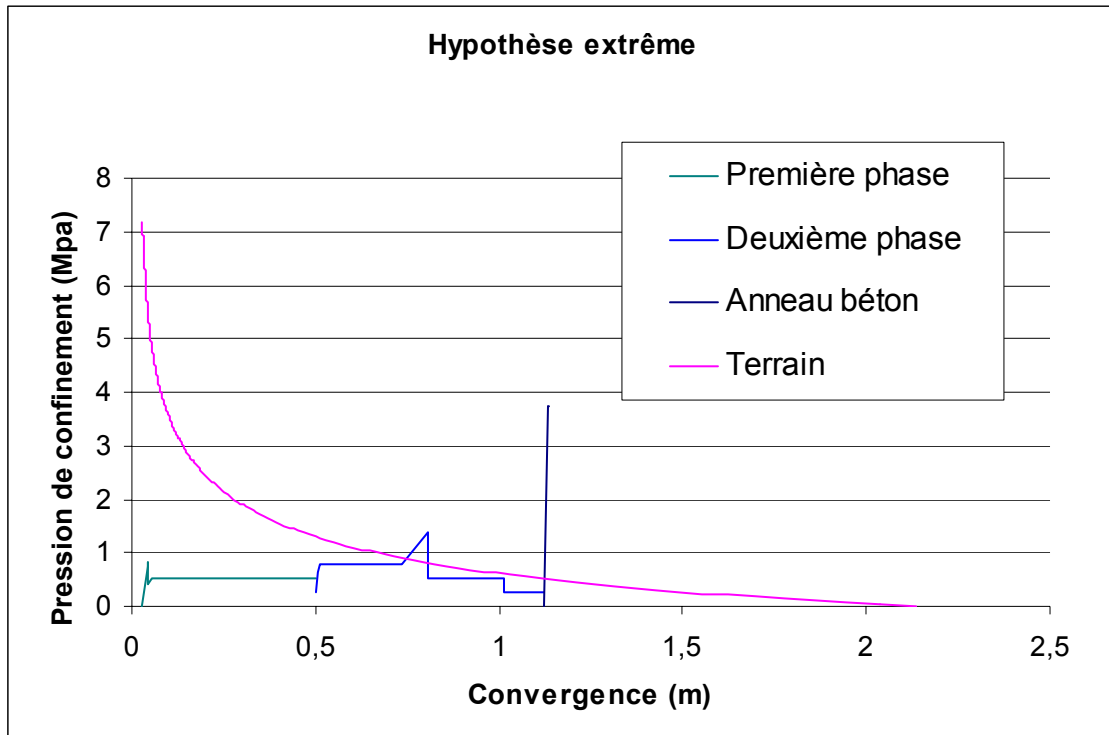


Fig. 24 : Diagramme convergence – confinement en hypothèse extrême

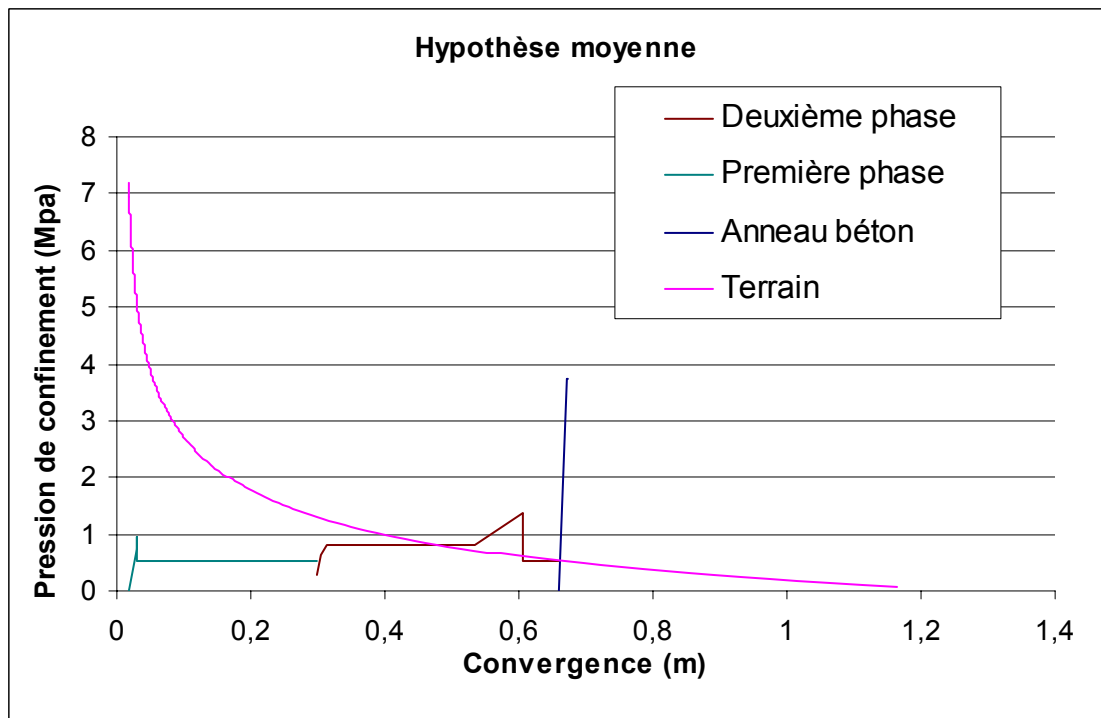


Fig. 25 : Diagramme convergence – confinement en hypothèse moyenne

Essayons de commenter ces résultats<sup>1</sup>.

En première phase, on remarque le rôle éphémère du béton projeté dont la portance est quasiment égale (0,4 MPa) à celle du cintre mais qui cède rapidement avec le déplacement des terrains. Le cintre, qui n'est pas en contact initialement avec les terrains, vient ensuite les soutenir et ce jusqu'à la fin de la première phase. On observe aussi que les autoforeurs permettent de soutenir le terrain jusqu'à la fin de la première phase. Toutefois, avec des éléments aussi déformables que le cintre et les boulons qui, cumulés, offrent une portance d'environ 5 bar, on pourrait se demander si on ne pourrait pas prolonger la première phase, supprimer la deuxième et avancer la troisième.

En deuxième phase, on constate que la coque et le cintre ont les mêmes portances. Leur différence réside dans la montée en pression que peut offrir la coque une fois le maximum de compressibilité des blocs atteint. Cependant, les données des sections instrumentées nous indiquent que ces valeurs ne sont jamais atteintes : au PM 1443, la déformation maximale est atteinte pour le bloc du quart supérieur droit de la galerie et sa valeur vaut 10 cm, soit 25 % de déformabilité, loin des 40 % prévus par la courbe issue de l'essai en compression simple. L'hypothèse moyenne corrobore ces mesures en montrant un point d'équilibre avant la montée en pression de la coque. Cependant, vu l'hétérogénéité des terrains, la non-prise en compte du fluage des terrains dans ce modèle et les imprécisions auxquelles on travaille, la courbe des terrains pourrait être au-dessus de celle dessinée ici : on trouverait alors un point d'équilibre seulement avec l'anneau béton. Cet équilibre serait précédé par la rupture de la coque.

Finalement, la pression limite offerte par l'anneau en béton est bien supérieure à celles offertes par les soutènements des deux premières phases ; on serait donc tenté de rapprocher cette phase du front de taille, de façon à éliminer une des deux autres phases ou à les raccourcir. Pour des raisons logistiques, la distance du coffrage au front doit être de 80 mètres minimum afin de laisser le passage aux engins et on peut avancer l'argument que notre courbe des terrains ne tient pas compte du fluage : il faut donc supposer que le point d'intersection terrain – anneau béton a bien lieu plus haut que prévu théoriquement. Toutefois, ce point d'équilibre est bien existant car les terrains ne bougent que très peu une fois ce soutènement installé et l'anneau ne présente que des contraintes faibles, entre 0,5 et 2 MPa.

---

<sup>1</sup> Il pourra être utile de se référer aux valeurs numériques des différents soutènements détaillées pp.25 à 28.

### 3<sup>ème</sup> PARTIE : Fonctionnement des blocs compressibles et substituts éventuels

Cette deuxième partie nous a emmené dans de nécessaires considérations théoriques : le fonctionnement des terrains, les moments de mise en place des soutènements, le rôle de chacun d'eux devaient être compris avant d'aborder cette deuxième étape de notre travail, trouver un substitut à ces blocs compressibles. Nous utiliserons donc dans un premier temps toutes les notions introduites précédemment pour s'appesantir sur le fonctionnement de ces blocs puis nous ferons appel à l'expérience et l'expertise du Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris afin de lancer nos recherches.

#### I - Qualités essentielles des blocs compressibles

Rappelons en figure 26 la courbe donnée par le cabinet Solexperts.

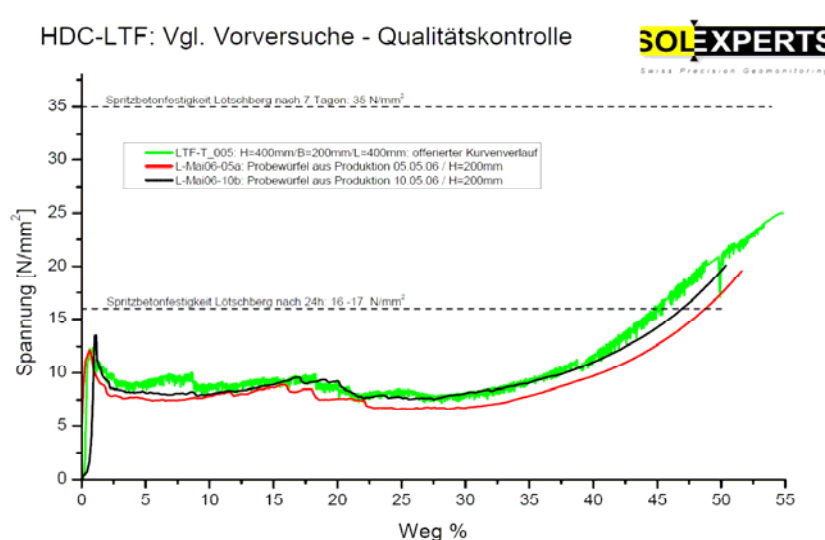


Fig. 26 : Courbe de l'essai en compression simple des blocs

On peut tout d'abord constater que celle-ci se rapproche de celle du soutènement parfait : une première phase de mise en compression puis un pallier qui permet de soutenir les terrains tout en les laissant converger. De plus, la courbe ci-dessus offre un élément supplémentaire : une phase de montée en compression passé 40% de déformation, qui peut être utilisée pour bloquer les terrains après les avoir laissés se déplacer.

On peut donc noter :

- de bonnes caractéristiques mécaniques : une portance élevée et efficace assez rapidement, après moins d'1% de déformation. Les terrains sont donc confinés rapidement après la mise en place du soutènement ; leur déformation est lente, les pétales de béton ont donc un déplacement bien plus lent que celui observé dans le cas des saignées vides. Ceci implique moins de contraintes dans les pétales et, finalement, une meilleure tenue globale de la coque ;

- une bonne déformabilité, nécessaire car la pression de confinement est encore élevée et on ne connaît pas de soutènement dont la pression limite serait suffisante pour les bloquer. Il est donc impératif de les laisser « respirer ».

A cela s'ajoute le fait que ces blocs ont un coefficient de Poisson nul : en se comprimant, ils n'ont aucune expansion latérale et ne provoquent pas la rupture par traction des pétales de béton en les entraînant sur le côté (effet connu dans les matériaux sandwichs).

## ***II - Idées de remplacement***

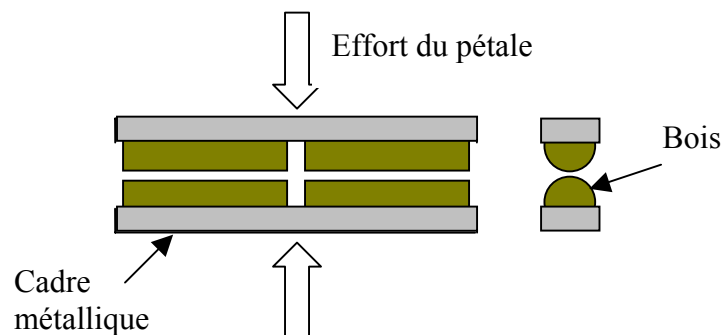
Les conditions rencontrées à Saint Martin La Porte sont similaires à celles observées dans les mines de charbon. En effet, nous avons de forts recouvrements, des géologies comparables, des convergences inhabituelles ; conditions auxquelles le génie civil est peu habitué, les tunnels de base étant lancés depuis une petite dizaine d'années. Cependant, le mineur possède une expérience non négligeable de ces situations, certes à son échelle (galeries de diamètre bien moindre, pas d'exigence contractuelle concernant le diamètre final). C'est donc ce savoir-faire, présent au Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris et détenu par Faouzi Hadj-Hassen et Jacques Fine, auquel nous avons fait appel lorsqu'il s'est agi de trouver des solutions concrètes à notre problème de remplacement.

La première idée a donc été de trouver un matériau (ou assemblage de matériau) ayant une courbe effort – déformation comparable à celle des éléments compressibles actuellement en place.

Les différentes options envisagées sont présentées dans les paragraphes suivants.

### **1) Le boisage**

Couramment utilisé dans les mines de par ses qualités mécaniques, il prévient la rupture par ses craquements. Dans la direction radiale à l'axe du tronc, le bois commence à se déformer pour des contraintes d'une dizaine de MPa et cette déformation peut atteindre environ 35% sans ruine du matériau. On remarque donc qu'on a à peu près les mêmes caractéristiques que les éléments compressibles. On pourrait donc penser au schéma donné en figure 27.



*Fig. 27 : Dispositif à partir de bois*



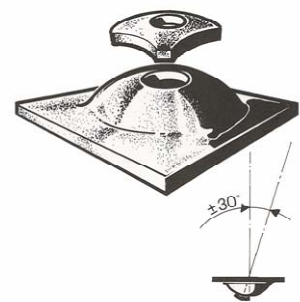
Le cadre métallique aurait pour but de tenir les morceaux de bois et d'empêcher des mouvements latéraux.

Toutefois, étant donné que le module d'Young du bois dans la direction radiale est faible, cette solution pourrait avoir le désavantage de provoquer une vitesse de déformation de la coque trop élevée et donc d'endommager le béton projeté.

Mais on peut également envisager une autre solution avec le bois, celle qui consiste à imiter les dames de bois, autrefois utilisées dans les mines de charbon. Celles-ci sont constituées d'un empilage entrecroisé d'un certain nombre de bois. On peut augmenter la déformabilité de l'ensemble en augmentant le niveau de bois : le tassement peut alors atteindre une dizaine de centimètres.

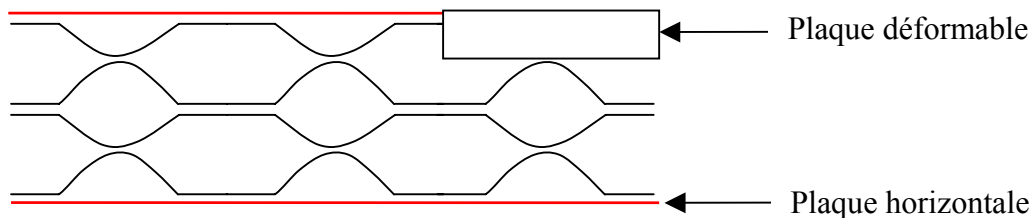
## 2) Les plaques pour boulons

La deuxième idée a été de s'inspirer d'un élément déformable déjà utilisé dans le soutènement : les plaques bombées, normalement fixées à l'extrémité des boulons (cf. fig. 28). Elles ont généralement pour but de répartir l'effort de confinement du boulon et se déforment sous l'action des terrains. En pratique, elles peuvent subir un écrasement de plusieurs centimètres.



*Fig. 28 : Plaque pour boulon*

En empilant ces plaques comme le montre la figure 29, on peut augmenter leur déformabilité.



*Fig. 29 : Dispositif à partir de plaques pour boulons*

Le nombre de couches peut être calculé en fonction de la déformabilité souhaitée. Si on suppose que chaque couche peut se déformer de 5 cm, alors trois couches seraient suffisantes pour avoir un substitut ayant les mêmes caractéristiques que les blocs compressibles.

De telles plaques sont proposées par des entreprises comme Dywidag ou bien Lenoir et Mernier, par exemple. [On remarquera que, depuis, une idée similaire a été développée par Bochumer Eisenhütte Heintzmann et remplace les plaques par des tubes vides].

### **3) La résine**

La dernière solution envisagée a été la mise en place de résine au lieu des éléments compressibles. L'entreprise Weber Mining propose des résines dont la résistance à la compression est bonne et la compressibilité également (ex : Rocsil foam, Mariflex, Marifoam). Toutefois, après une première prise de contact, il a semblé difficile d'atteindre les caractéristiques espérées – la résistance à la compression simple des résines ne dépassant pas 30 kPa. Cependant, il existe d'autres résines à base de polyuréthane qui pourraient s'avérer satisfaisantes : bénéficiant d'une bonne résistance à la compression, elles sont peut être moins compressibles que souhaité.

Les trois solutions ont donc été proposées à Razel et il a été décidé de développer en premier celle à base de bois. En effet, de par sa simplicité, elle est la plus facile à mettre en œuvre. Cette décision a également été corroborée par d'autres éléments : en poussant les recherches chez des fournisseurs de plaques pour boulons, il a semblé difficile de trouver une homogénéité dans les caractéristiques mécaniques des plaques, ce qui rend plus ardu le développement d'une solution fiable à échelle industrielle. Concernant la résine, celle-ci n'était pas ignifugée : le développement d'une solution adaptée incombait à l'entreprise Weber et ne pouvait se faire qu'après la promesse d'achat de gros volumes une fois la solution trouvée.

### ***III - Réflexions autour du bois***

La stratégie autour du bois a donc été définie avec Razel et consistait en les points suivants :

- choix d'un certain nombre d'essences à tester, premières réflexions sur les géométries possibles (un ou plusieurs morceaux de bois dans les saignées, forme ressemblant aux dames de bois, etc.) ;
- tests sous presse après élaboration d'un protocole ;
- validation d'une géométrie, sinon : retour au début avec les enseignements des tests ;
- si validation : tests en galerie après élaboration d'un protocole.

#### **1) Choix d'essences**

Cette réflexion s'est appuyée sur un hors-série de « La revue de l'industrie minérale », paru en juillet 1960, dans lequel plusieurs aspects des bois choisis ont été observés (largeur des cernes, anomalies, etc.) et des tests mécaniques ont été effectués. Cependant, il ne faut pas oublier le point de vue et l'objectif de la revue : les essais mécaniques ont été faits en compression axiale et en flexion seulement alors que notre première idée le faisait travailler en compression radiale. On gardera toutes les précautions nécessaires quant aux conclusions à tirer.

Quatre bois ont été sélectionnés : un résineux (le mélèze) et trois feuillus (chêne, châtaignier, robinier). Suivent alors quelques éléments descriptifs (qualitatifs et quantitatifs) concernant ces quatre bois.

i) Le mélèze

Les résineux sont connus pour leurs résistances mécaniques élevées, compensées par une certaine raideur. Toutefois, ce n'est pas le cas du mélèze qui rompt lentement en donnant des signes visuels et auditifs parfaitement détectables.

Il est également spécifié que la provenance et le peuplement d'origine joue un rôle important : la dispersion des résultats est élevée, entre autres à cause de ces facteurs.

	Caractéristiques extrêmes			Caractéristiques moyennes		
	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )
Europe	2,3 à 6,8	127 à 286	14,8 à 24,6	4,24	212	20
Japon 1	2,6 à 5,7	161 à 286	14,7 à 20	3,87	212	18,3
Japon 2	2,8 à 7,4	191 à 296	14,7 à 25	5,15	235	21,9

ii) Le chêne

Généralement, les feuillus offrent de bonnes résistances mécaniques en flexion (meilleures qu'en compression axiale) ainsi qu'une bonne souplesse. Mais les signes de pré-rupture sont peu nombreux.

Le chêne est à part car il y a abondance de craquements avant rupture et présence d'une flèche très nettement visible. Les résistances en flexion sont également supérieures à la moyenne des feuillus.

	Caractéristiques extrêmes			Caractéristiques moyennes		
	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )
Rouge	8,7 à 8,9	308 à 332	27,9 à 29,1	8,8	320	27,5
Commun	2,1 à 10,8	176 à 347	10,1 à 31,1	5,4	241	22,4

iii) Le châtaignier

Malgré des craquements discrets avant la rupture du châtaignier, celle-ci est lente et montre un fléchissement très marqué (jusqu'à 12 cm de flèche pour une portée de 2 m). La durabilité de ce bois est excellente et on peut noter une corrélation entre la longueur des cernes, la densité et la résistance mécanique de ce bois (ce qui aide à reconnaître la qualité d'un bois de visu).

	Caractéristiques extrêmes			Caractéristiques moyennes		
	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )
Châtaignier	2,7 à 5,4	136 à 262	17,2 à 22,4	4,3	206	20,9

iv) Le robinier

A part une sensationnelle résistance en flexion, le robinier est encore plus souple que le châtaignier (jusqu'à 22 cm de flèche pour portée de 2 m). Sa durabilité est également remarquable.

	Caractéristiques extrêmes			Caractéristiques moyennes		
	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )	Résistance (tonne)	Section (cm <sup>2</sup> )	Résistance (kg/cm <sup>2</sup> )
Faux acacia	4,3 à 11,6	161 à 342	22,1 à 34,9	7,4	247	30

## 2) Choix de dispositif

La réflexion concernant les dispositifs s'est enrichie pour aboutir aux deux dispositifs suivants :

i) En compression radiale

Il est assez simple et consiste à assembler deux « bûches » avec un grillage semblable à celui utilisé actuellement pour les blocs compressibles. Chaque morceau de bois aurait une section carrée de 20 cm avec une longueur de 75 cm, de façon à avoir les mêmes dimensions que les blocs actuels. Les morceaux de bois travailleraient alors en compression radiale.

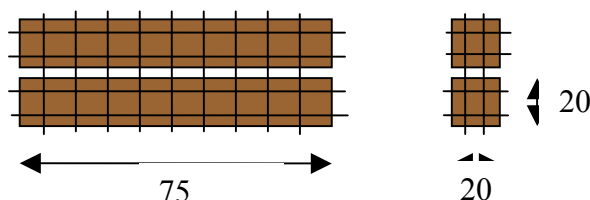


Fig. 30 : Dispositif bois – compression radiale

On fait donc travailler un assemblage de planches de bois en compression radiale. La bibliographie trouvée laisse à penser que, dans cette direction, le bois peut subir un effort d'une dizaine de MPa tout en se déformant : il confinerait alors les pétales de béton projeté tout en laissant les terrains se déformer.

On s'appuie sur l'ouvrage de J. Fine : « Le soutènement des galeries minières », figure 6.3 p.103, ainsi que sur l'article « The large compressive Deformation of Wood in the Transverse Direction » de Liu, Norimoto et Morooka. Il semblerait que, dans la direction radiale, le bois puisse se déformer dans des proportions très importantes :  $\epsilon$  atteignant 0,956 !!! Toutefois, ce sont plutôt les qualités mécaniques du bois qui posent question : pourra-t-il résister à des contraintes de 10 à 15 MPa ?

Après une première recherche, il conviendrait donc de trouver des essences de densité moyenne (entre 0,4 et 0,5) pour avoir en même temps résistance et déformabilité. On pourrait

donc tester en priorité épicéa et peuplier ( $d=0,45$ ) puis des bois plus denses comme le châtaignier, le hêtre, le chêne ou le frêne.

ii) En flexion

Mais on peut également penser à reproduire le travail en flexion, similaire à celui observé en mine.

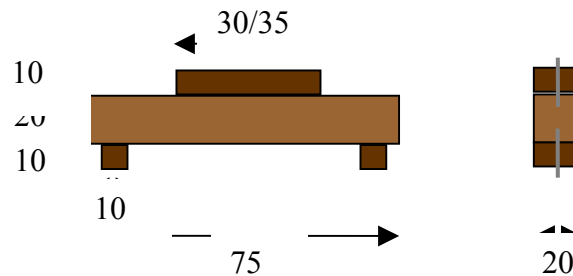


Fig. 31 : Dispositif bois - flexion

Le morceau central travaillerait donc en flexion : un bois souple tel que le robinier semble adéquat. Les trois autres morceaux travailleraient en compression et transmettraient les efforts des pétales au morceau central, qui fléchirait sous la contrainte. Une essence ayant de bonnes propriétés mécaniques ferait l'affaire, par exemple un épicéa ou un cèdre.

Afin de tenir le tout, on peut penser au schéma présenté en figure 31 : un grillage qui, ici, s'adapterait à la forme de l'assemblage. Sinon, il serait envisageable de réunir les différents éléments par des tiges en métal souple qui cèderaient facilement une fois que les pétales auraient mis l'ensemble sous contrainte.

La deuxième disposition semblait intéressante car, contenant plus de vide, elle permettait une meilleure déformabilité du substitut. Les recherches ont donc été axées sur cette solution éventuelle afin de contourner les premiers problèmes soulevés :

- les deux plots inférieurs seraient un point de concentration de contraintes et poinçonneraient donc le béton, provoquant sa destruction ;
- le même problème pourrait survenir en haut, à une moindre échelle ;
- quelle est la capacité de flexion d'une telle poutre sans pour autant atteindre la rupture ? Et, s'il y a rupture, comment se comporte l'ensemble ensuite : y a-t-il encore une capacité de confinement, bien que faible ?

Les deux premiers problèmes ont vite été écartés en modifiant la géométrie. Une rapide modélisation par éléments finis (en élasticité) nous montre figure 32 à la fois la nouvelle géométrie ainsi que la déformée (amplifiée, bien sûr) du dispositif. L'élément central est modélisé par un matériau isotrope à faible module d'Young et ne représente donc pas le comportement d'un matériau tel que le bois – il ne règle donc pas le troisième problème de la liste ci-dessus.

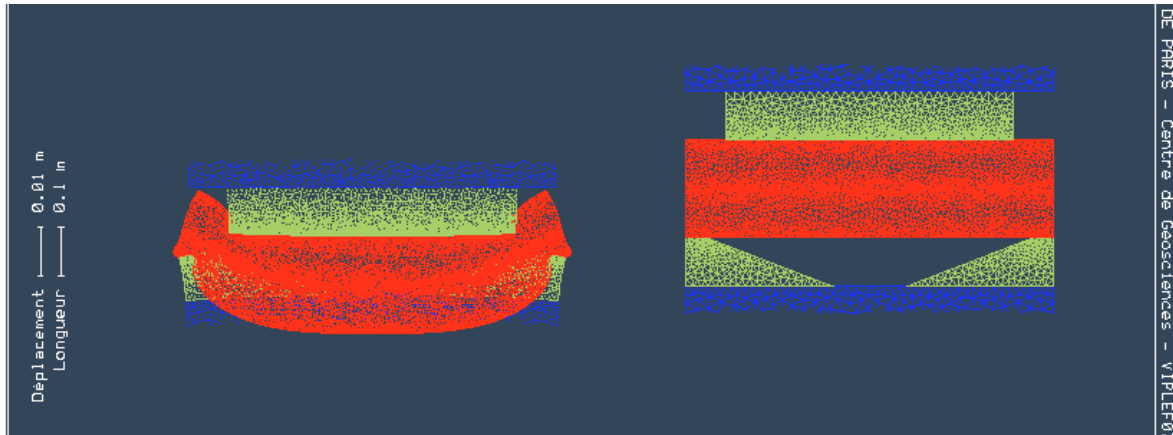


Fig. 32 : Modélisation éléments finis du dispositif en flexion

C'est sur ce problème que nous avons buté : en utilisant des formules très simples, nous avons constaté que la flèche offerte n'était pas suffisante avec les dimensions désirées pour la poutre. On modélise l'ensemble par une poutre sur deux appuis ponctuels, subissant un effort réparti sur une longueur choisie (b). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = 0,03903 \frac{P}{Ech^3} (8L^3 - 4Lb^2 + b^3)$$

P : charge appliquée sur la poutre

E : module d'Young de la poutre

L : longueur de la poutre

h : demi-hauteur de la poutre

c : largeur de la poutre

b : longueur d'application de la charge

Les charges limites admissibles sont données par la formule suivante, plus ou moins empirique mais connue depuis longtemps dans les mines :

$$C_l = 0,38 \frac{D^3}{L} \text{ avec } D : \text{le diamètre de la poutre en cm}$$

On a dès lors remarqué – avec regret – que, dans le meilleur des cas possibles, la charge limite n'atteignait pas 80 tonnes alors que les contraintes dans le tunnel imposent un chargement d'au moins 150 tonnes à la poutre en flexion (10 MPa de contrainte sur une surface de 20 cm x 75 cm).

On peut alors penser à augmenter les dimensions de la saignée en changeant sa hauteur : comme nous le montrent les courbes de la figure 33, il est possible de trouver un dimensionnement acceptant une charge de 150 tonnes mais le fléchissement induit ne dépasse pas le millimètre. En diminuant la longueur d'application de la charge (b), on peut augmenter la flèche jusqu'au centimètre mais ceci n'est, d'une part, pas suffisant et, d'autre part, provoque des problèmes de poinçonnement du béton. (La longueur d'application de la charge n'a qu'une influence faible sur la flèche induite).

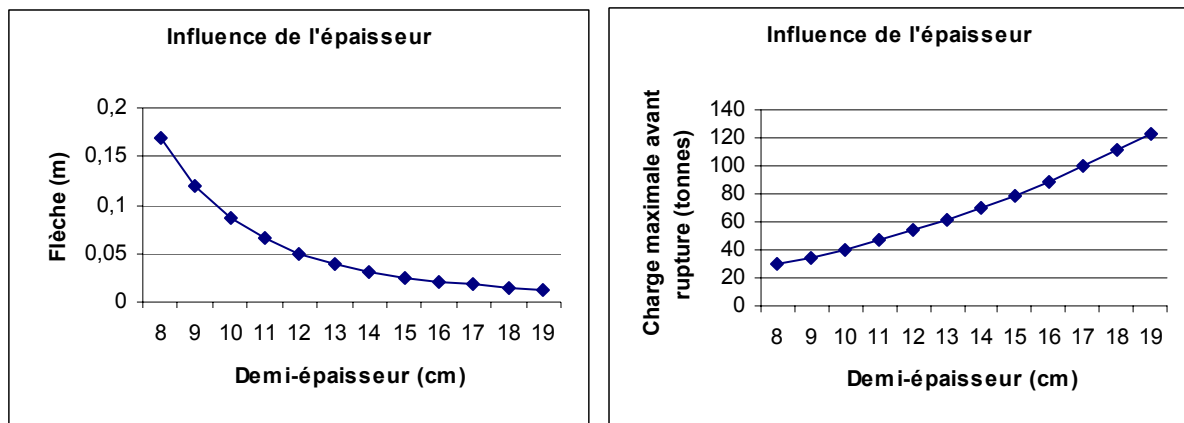


Fig. 33: Flèche et charge limite en flexion

### iii) Conclusion

Les premières réflexions nous conduisent donc à rejeter – sans hésitation aucune – le dispositif faisant travailler le bois en flexion pour tous les arguments cités ci-dessus. On pourrait ajouter, en plus, que le comportement du second dispositif après rupture est incertain et peut causer un déficit de portance à plusieurs endroits de la galerie. Le premier dispositif a également l'avantage de présenter une plus grande simplicité d'installation.





## 4<sup>ème</sup> PARTIE : Le développement de la solution choisie

A ce stade, nous quittons brièvement la théorie pour rejoindre la pratique et voir avec nos propres yeux comment pourrait être conçu un soutènement à base de bois. Cette partie a donc un aspect « projet », entre la gestion des fournisseurs de bois potentiels, la conduite des essais, le dépouillement des résultats. Mais nous revenons bien vite à la théorie en comparant les courbes obtenues à notre courbe de référence, celle des blocs compressibles, bien sûr.

### I - Essences et dispositifs choisis finaux

L'expérimentateur s'est vite rendu compte du fossé qui sépare la théorie, c'est-à-dire les possibilités décrites dans la littérature, et ce qu'est réellement capable d'offrir le marché dans des délais corrects. S'étant frotté à ce (dur) aspect de la réalité, il a fallu revoir un certain nombre d'exigences techniques à la baisse.

Ainsi, des essais ont été effectués sur sapin et chêne seulement avec des dispositions différentes de celles utilisées en galerie si la solution venait à aboutir : on a empilé 5 planches de 8 cm d'épaisseur (7,6 cm pour le sapin), 20 cm de large et 40 cm de long.

Pour autant, on peut justifier cet écart avec les dimensions des blocs compressibles (40 cm de haut, 20 cm de large et 75 cm de long) : la longueur n'importe pas, du moment qu'on ramène la charge exercée à une contrainte, et le nombre de planches non plus car on observe que le vide entre chacune d'elle est éliminé dans la première phase de l'essai, dite phase de serrage.

### II – Essais

Les essais sont de simples essais de compression simple, dont le protocole est disponible en annexe. Nous donnons ici les courbes obtenues en figures 34 et 36.

#### 1) Chêne

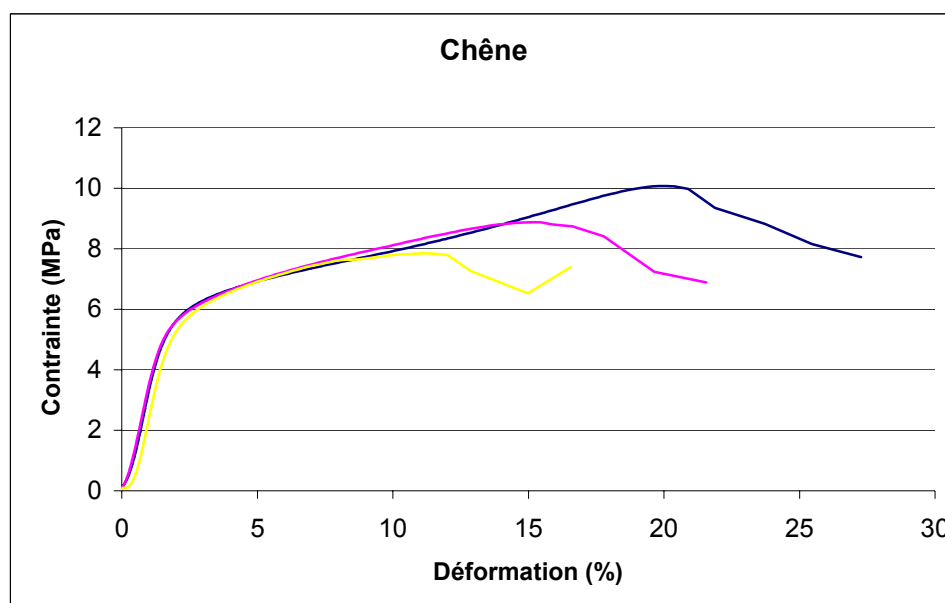
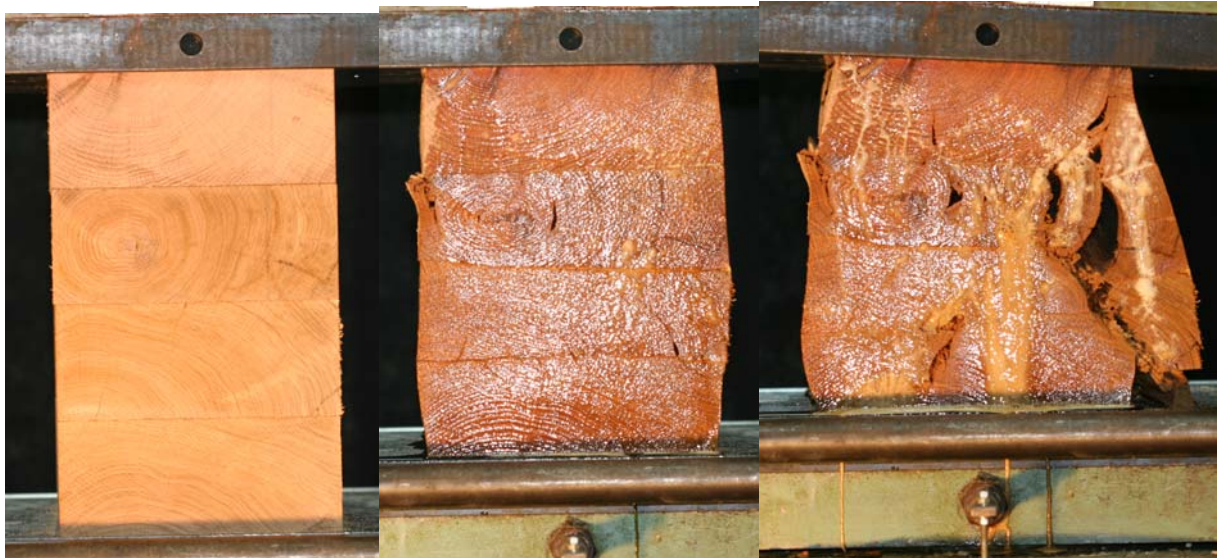


Fig. 34 : Courbes de l'essai en compression simple du chêne

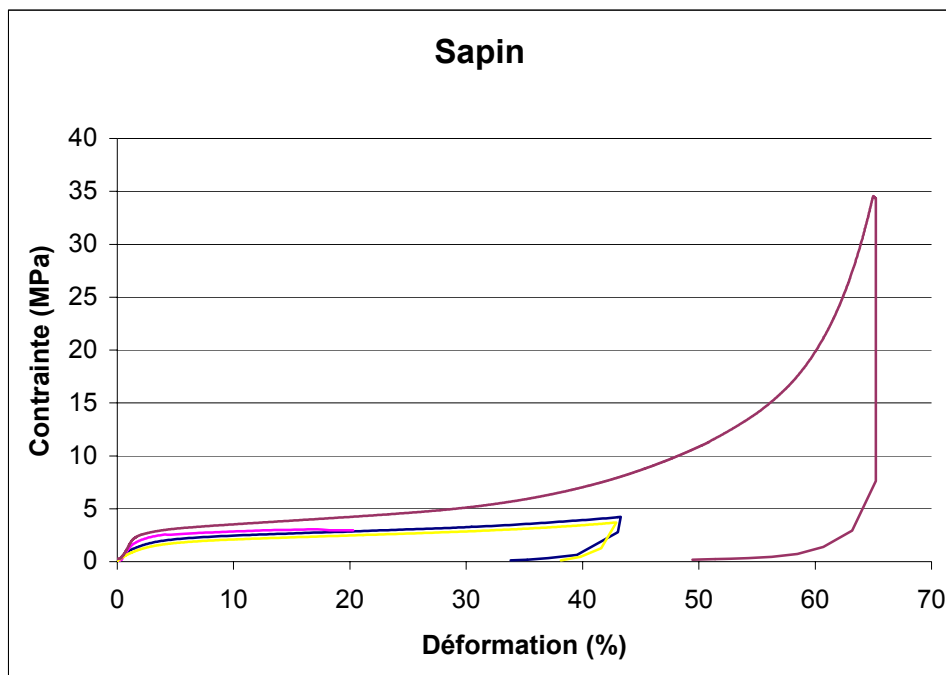
On constate d'abord une phase élastique jusqu'à 6 MPa environ, suivie d'une phase plastique à écrouissage positif. Puis, à 10 MPa au mieux, il y a rupture du bloc, rupture douce puisque le matériau ne perd pas toutes ses qualités instantanément.

Les photos figure 35 nous montrent l'évolution du test.



*Fig. 35 : Photos de l'essai en compression simple du chêne*

## 2) Sapin



*Fig. 36 : Courbes de l'essai en compression simple du sapin*

Les courbes allant jusqu'à 40% de déformation ne reflètent pas le réel comportement du bois ; en effet, en empilant 4 planches, la déformation absolue du matériau est trop importante, la presse arrive en bout de course et interrompt alors l'essai. Nous sommes donc passés à un essai avec deux planches, donnant des déformations absolues moindres : nous avons pu donc aller jusqu'à 60% de déformation relative.

Sur l'essai en lui-même, on constate d'abord une phase élastique jusqu'à 3 MPa, suivie d'une phase d'écrouissage positif linéaire jusqu'à une déformation de 35% puis, finalement, une montée en pression qui ne se finit pas par la rupture de l'éprouvette.

Les photos fig. 37 sont également significatives.



Fig. 37 : Photos de l'essai en compression simple du sapin

Signalons au passage que nous avons testé les blocs compressibles afin de vérifier la courbe donnée par Solexperts (cf. section en annexe).

### III – Analyse

On modélise le comportement des deux essences par les équations suivantes.

$$\text{Chêne : } \begin{cases} \sigma = 3\varepsilon \\ \sigma = 0,2\varepsilon + 5,8 \end{cases}$$

intersection des deux courbes  
à  $\varepsilon = 0,021 = 2,1\%$ .

$$\text{Sapin : } \begin{cases} \sigma = 1,62\varepsilon \\ \sigma = 0,08\varepsilon + 2,79 \\ \sigma = 0,9583 \exp(0,0493\varepsilon) \end{cases}$$

intersections des deux courbes  
à  $\varepsilon = 1,8\%$  et  $\varepsilon = 35\%$ .

On obtient alors les courbes indiquées figure 38.

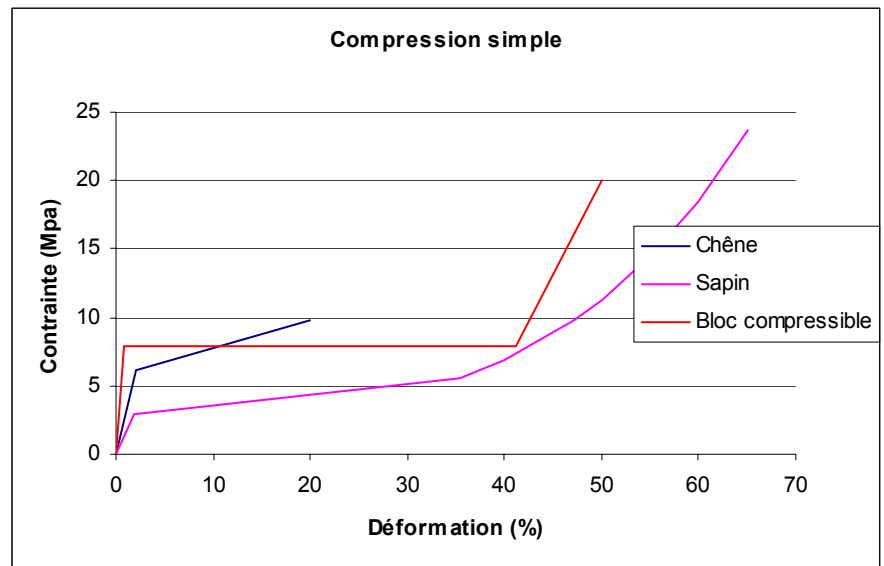


Fig. 38 : Courbes bois en compression simple

Le chêne possède d'incontestables qualités mécaniques mais une déformabilité moindre que celle des blocs compressibles. C'est exactement l'inverse pour le sapin qui possède (presque) un point commun avec la courbe des éléments compressibles mais a des propriétés confinantes bien moins élevées. On a le sentiment qu'il faudrait trouver un matériau à mi-chemin entre ces deux essences, c'est l'objet du paragraphe suivant, où l'on modélise un ensemble dit « sandwich » où proportions de chêne et de sapin varient.

Mais passons d'abord dans l'espace « convergence – confinement », en utilisant les mêmes équations que dans la 2<sup>ème</sup> partie. Afin de construire la courbe convergence – confinement pour une coque à trois éléments (chêne, sapin, béton projeté), on raisonne en deux temps : premièrement, on construit la courbe en compression simple de l'ensemble « chêne – sapin » puis on passe en convergence – confinement avec la même technique que précédemment.

Pour simplifier, on linéarise la dernière partie de l'essai du sapin et on expose fig. 39 les courbes de 3 sandwichs dont les proportions de sapin sont respectivement de 25, 50 et 75 %.

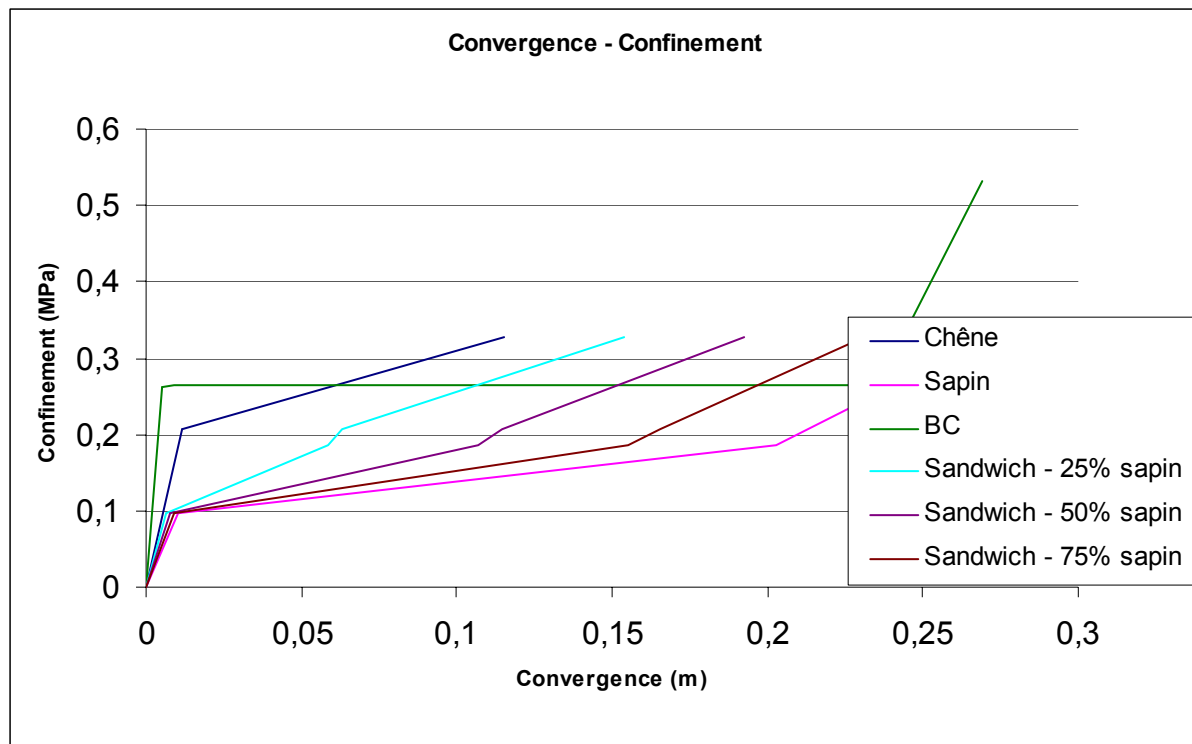


Fig. 39 : Influence de la proportion sapin/chêne

On voit donc que l'on peut « naviguer » entre les deux courbes en adaptant la proportion de chacune des deux essences ; le soutènement devient adaptable en fonction des terrains traversés et l'on retrouve à chaque fois un point d'équilibre avec la courbe des blocs compressibles.

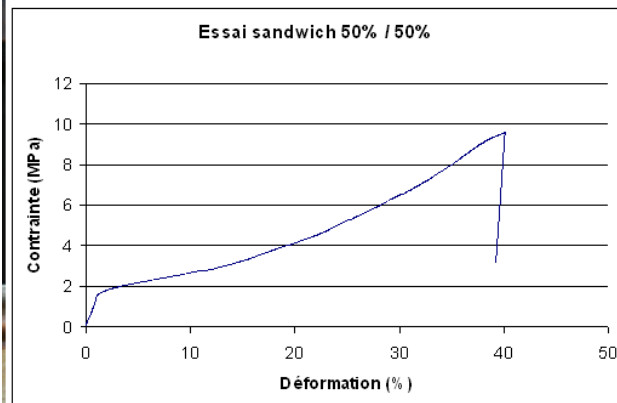
En supposant que l'on exige une convergence de 23 cm (comme l'offrent les blocs compressibles), on remplit cette condition avec un sandwich  $\frac{1}{4}$  chêne /  $\frac{3}{4}$  sapin. Elle est même plus intéressante qu'un ensemble entièrement fait de sapin car elle offre plus de portance dès qu'on dépasse 15 cm de convergence.

Nous avons donc également testé un sandwich afin de voir si la courbe correspondait bien aux résultats théoriques prévus et s'il ne pouvait pas y avoir un risque de rupture par traction. En

effet, en mettant le sapin au milieu, celui-ci se déforme latéralement et peut donc entraîner le chêne sur le côté : celui-ci voit donc ses bords se rompre. Examinons les photos de la figure 41 ainsi que la courbe de la figure 40.



*Fig. 41 : Essai sandwich en compression simple*



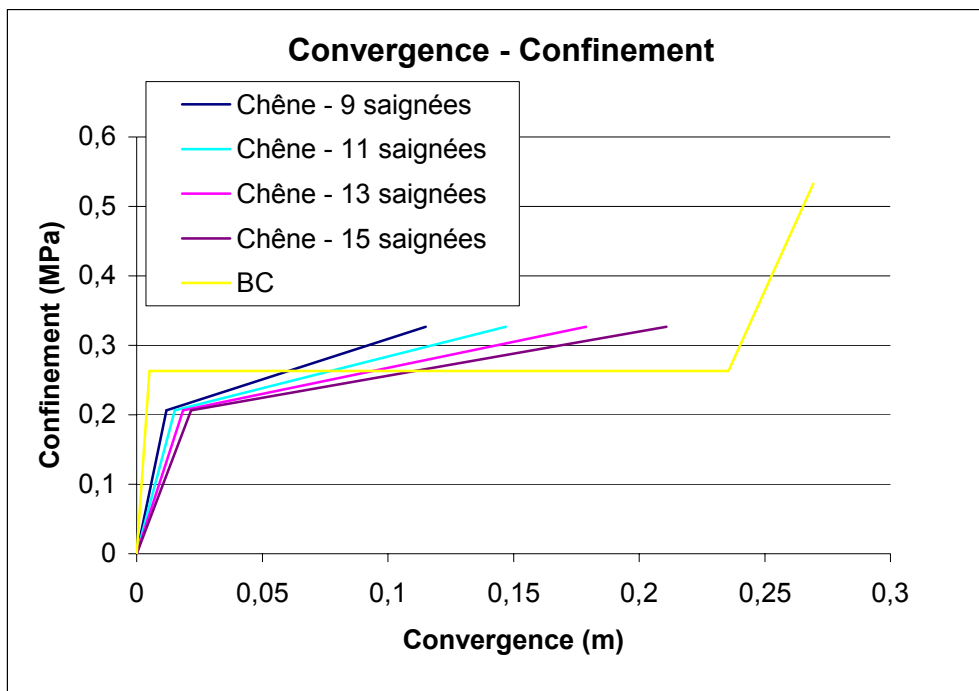
*Fig. 40 : Courbe de l'essai sandwich*

On constate que le chêne rompt à droite mais ceci est plutôt dû à une faiblesse que l'on peut déjà remarquer à l'état initial. La courbe est conforme à nos attentes : fin de la phase élastique vers 2 MPa puis montée en pression que l'on peut partager en deux pentes avec séparation vers environ 20% puis rupture de l'ensemble à 40% de déformation.

Cependant, il subsiste toujours une question, nœud du problème auquel nous sommes confrontés : dans le cas du sandwich décrit ci-dessus, le déficit de portance que l'on observe entre 0 et 20 cm de convergence, déficit qui passe de 0,16 à 0 MPa, a-t-il des conséquences importantes sur la tenue des terrains ? Peut-on se permettre de moins soutenir les terrains ? Quels seront les effets sur les pétales de béton projeté ? Moins confinés, n'auront-ils pas un déplacement plus rapide, ce qui provoquera leur rupture ?

Afin de répondre à ces questions, il nous faut faire appel à des outils plus sophistiqués : nous aurons donc recours à la méthode des éléments finis (comme nous le verrons en 5<sup>ème</sup> partie) afin de nous faire une idée des conséquences sur la tenue des terrains que peut avoir un tel changement de soutènement.

Mais, avant de se lancer dans de tels calculs, une idée plus simple peut être explorée : elle consiste à rajouter des saignées pour plus de déformabilité. En mettant uniquement du chêne dans ces saignées, on obtient les courbes données en figure 42.



*Fig. 42 : Importance des saignées sur les déformabilités possibles*

Le manque de portance est ici moins criant mais il faudrait plus de 15 saignées pour obtenir une déformabilité égale à celle de la coque initiale, ce qui a un coût élevé de main d'œuvre car le temps de mise en place d'un bloc (en béton ou en bois) avoisine la vingtaine de minutes. Pour l'instant, on ne rejette pas cette solution, on la met simplement de côté pour la reprendre si la solution précédente ne s'avère pas satisfaisante.

On pourra alors cumuler les deux idées : augmentation du nombre de saignées et mise en place de blocs sandwichs.

## 5<sup>ème</sup> PARTIE : Validation par éléments finis

Comme nous l'avons dit précédemment, le passage aux éléments finis permet d'avoir une vision en deux dimensions de la galerie, sans pour autant perdre l'approche « convergence – confinement » : en effet, il est possible de simuler une pression fictive de soutènement et donc de modéliser l'avancement du front.

Nous allons donc examiner plusieurs paramètres et leurs variations (en fonction de l'avancée du front) tels que les contraintes subies par les pétales de béton projeté, les convergences des terrains ou encore la déformation des blocs, afin de comparer solution voulue et solution actuelle. L'idée n'est pas forcément de caler parfaitement nos résultats sur des mesures effectuées en galerie mais plutôt de réfléchir en relatif et de comparer les écarts qu'offrent les deux modèles afin de se faire une idée des changements qu'engendreraient la mise en place de bois.

Nous adoptons donc la méthodologie suivante, en nous calant sur les taux de déconfinement obtenus dans notre première étude convergence - confinement :

1. simulation de l'excavation de la galerie en passant de  $\lambda = 1$  à  $\lambda = 0,72$  ;
2. simulation de la première phase, en déconfinant encore jusqu'à  $\lambda = 0,12$  ;
3. mise en place de la coque « béton projeté + éléments compressibles » ;
4. simulation de la deuxième phase en déconfinant jusqu'à  $\lambda = 0,05$ .

Ce phasage sera fait deux fois :

1. avec la situation actuelle ;
2. en remplaçant les blocs compressibles par un élément qui fournit une portance initiale moindre mais qui a les mêmes caractéristiques mécaniques que les blocs compressibles en fin de parcours.

Pour mener cette partie de notre étude, nous avons utilisé le logiciel Viplef, développé par Michel Tijani, du Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris.

### ***I – Données du problème***

#### **1) Géométrie, maillage**

Le mailleur utilisé est DELOS, développé par Olivier Stab du Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris.

Nous nous plaçons dans les mêmes hypothèses que dans le cas de notre calcul convergence – confinement : PM 1500, 380 mètres de couvertures, contraintes géostatiques égales à 10,3 MPa.

Au niveau géologique, nous mettons en place deux types de terrains : un terrain dit « principal », censé représenter les convergences moyennes rencontrées et un terrain plus faible qui, placé dans le quart supérieur droit de la galerie, permettra de simuler les convergences plus importantes observées sur ces parements. Nous tenons tout de suite à déclarer que l'extension géométrique de ce terrain, que l'on nomme charbon suite aux

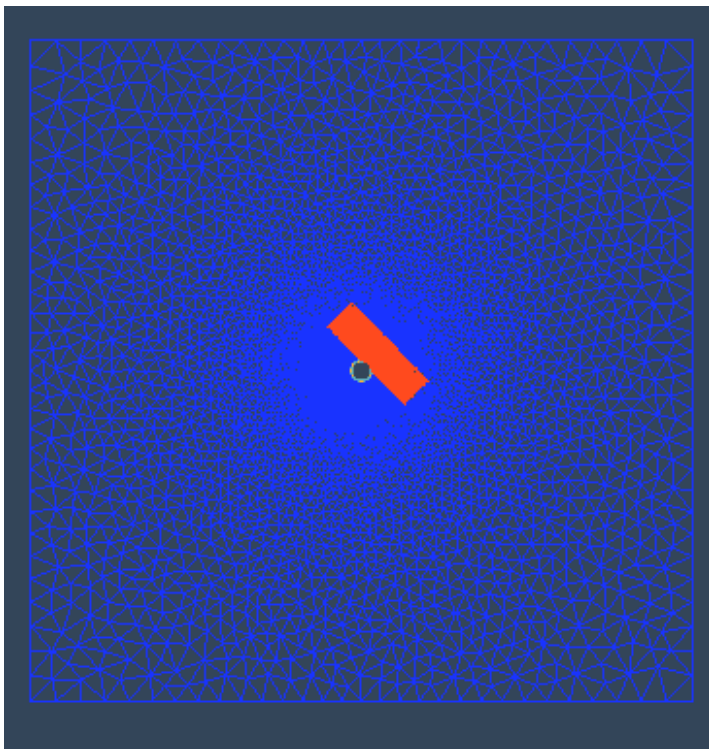


observations faites dans la descenderie, n'est pas dictée par des considérations géologiques : aucun sondage n'ayant été fait, il n'a pas été possible de se rendre compte de l'extension de cette zone plus faible. Nous nous contentons simplement de caler des mesures.

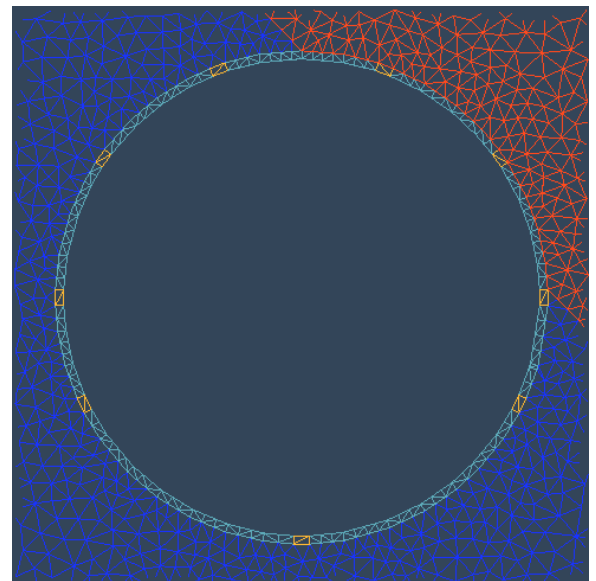
Afin de simplifier le problème, nous modélisons une section circulaire de 6 mètres de rayon avec sa coque (nous n'activerons cette dernière qu'après avoir déconfiné jusqu'à  $\lambda = 0,12$ ) et les limites de notre modèle doivent se situer en dehors de la zone perturbée par le creusement de notre galerie : nous choisissons donc de placer notre galerie au centre d'un carré de 400 mètres de côté. On pourra vérifier que cette distance est suffisante en examinant les contraintes après excavation aux bords de notre modèle : si celles-ci restent inchangées, cela signifie que nous avons défini une distance suffisante.

Les conditions aux limites sont simples : déplacement horizontal nul sur les deux parois verticales, déplacement vertical nul sur la limite horizontale inférieure et poids des terrains entre 0 et -180 mètres que l'on applique sur la limite horizontale supérieure. Nous tenons compte également de la gravité en supposant une densité des terrains égale à 2,7.

Nous obtenons donc les schémas représentés en figures 43 et 44.



*Fig. 44 : Maillage global*



*Fig. 43 : Maillage de la galerie et du soutènement*

Nous avons maillé à partir du centre de la galerie. Les premiers éléments (d'ordre 2) mesurent trois centimètres et nous avons en tout environ 25 000 nœuds.



## 2) Caractéristiques des matériaux

Nous travaillons en plasticité parfaite avec le critère de Mohr – Coulomb. Toutefois, étant donné l'absence d'essais effectués sur les terrains rencontrés (qui s'explique en partie par la forte hétérogénéité du massif ainsi que par l'impossibilité de sortir une carotte intacte dans certaines parties du houiller), les seules caractéristiques disponibles étaient celles utilisées dans les précédents rapports réalisés par les bureaux d'étude et celles calculées lors de notre étude convergence – confinement.

Nous avons donc calé nos terrains sur quatre valeurs : convergences et rayons plastiques en fin de première phase, pour les valeurs moyenne et extrême. Après tâtonnement, nous avons abouti aux valeurs suivantes.

	Terrains principaux	Charbon
Module d'Young (MPa)	850	600
Résistance en comp. Simple (MPa)	3,5	2,8
Angle de frottement (°)	15	12
Coefficient de Poisson	0,3	0,3

Ces valeurs sont calées sur les mesures en fin de première phase et représentent donc un terrain auquel est assimilé le soutènement de première phase : en effet, le soutènement a tendance à diminuer les convergences et il est difficile de savoir quelles auraient été les convergences sans soutènement. Nous présentons donc des caractéristiques améliorées par rapport aux caractéristiques réelles.

Concernant l'anneau, le béton travaille en élasticité avec  $E = 20\,000$  MPa et  $\nu = 0,25$ . Quant aux blocs compressibles, on travaille en plasticité parfaite en omettant leur phase de durcissement qui intervient après 41% de déformation. En schématisant leur courbe d'essai en compression simple, on obtient :

$E = 877$  MPa

$R_c = 7,9$  MPa

$\varphi = 30^\circ$  (valeur moyenne)

$\nu = 0$

Finalement, on utilise un modèle plus compliqué pour le bois : notre objectif est de comparer le « sandwich » 75% sapin/ 25% chêne aux blocs actuels. On modélise donc le bois par un matériau à écrouissage positif. On a donc une phase élastique entre 0 et 2,9 MPa de contrainte puis une autre phase croissante (mais moins pentue) entre 2,9 et 9,8 MPa de contrainte. Par rapport à la figure 39 qui montre trois portions de droite, nous n'en modélisons que deux en faisant une moyenne pour les deux dernières. Nous avons alors :

$E = 181$  MPa

$R_c = 2,9$  MPa

$R_r = 9,8$  MPa ( $R_r$  = résistance résiduelle)

Déformation en début de phase résiduelle : 41%

$\varphi = 30^\circ$  (valeur moyenne)

$\nu = 0$

[On notera qu'on obtient bien un point d'équilibre avec les blocs compressibles.]

### 3) Résultats en fin de première phase

En fin de première phase, nous sommes à vingt mètres du front ; le déconfinement est considérable puisque nous sommes passés de  $\lambda=1$  à  $\lambda=0,12$ . Les terrains ont convergé et l'anneau plastique s'est étendu. Nous montrons donc juste quelques illustrations qui permettent de se rendre compte du fait que les résultats théoriques sont bien conformes avec les mesures effectuées : nous pouvons donc voir la déformée de la galerie ainsi que la zone plastifiée (figures 45 et 46).

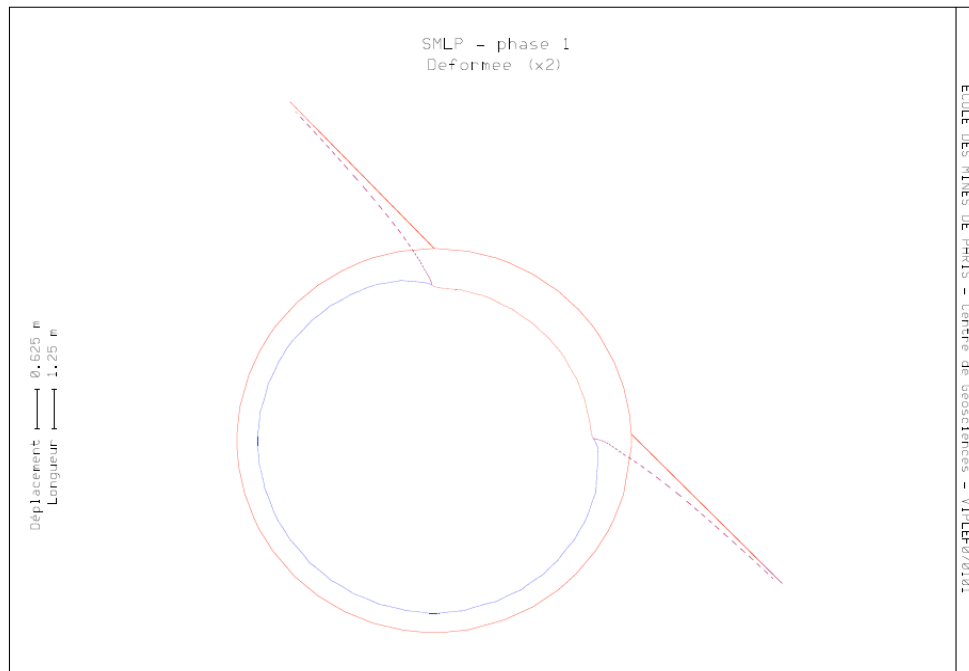


Fig. 45 : Déformée de la galerie en fin de première phase

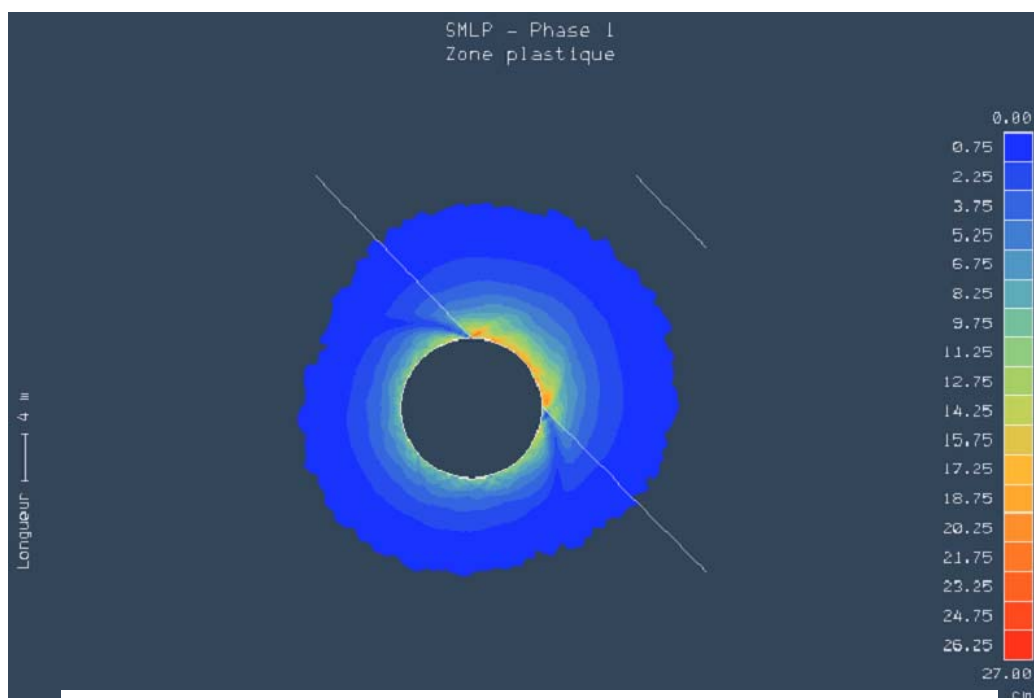


Fig. 46 : Zone plastifiée autour de la galerie en fin de première phase

De plus, le logiciel peut nous donner la convergence en fonction du taux de confinement, on peut donc construire les courbes visibles en figure 47. On peut donc considérer le calage des terrains réussis, ce qui nous permet de passer à la deuxième phase, moment où l'on installe la coque « béton projeté + blocs compressibles ».

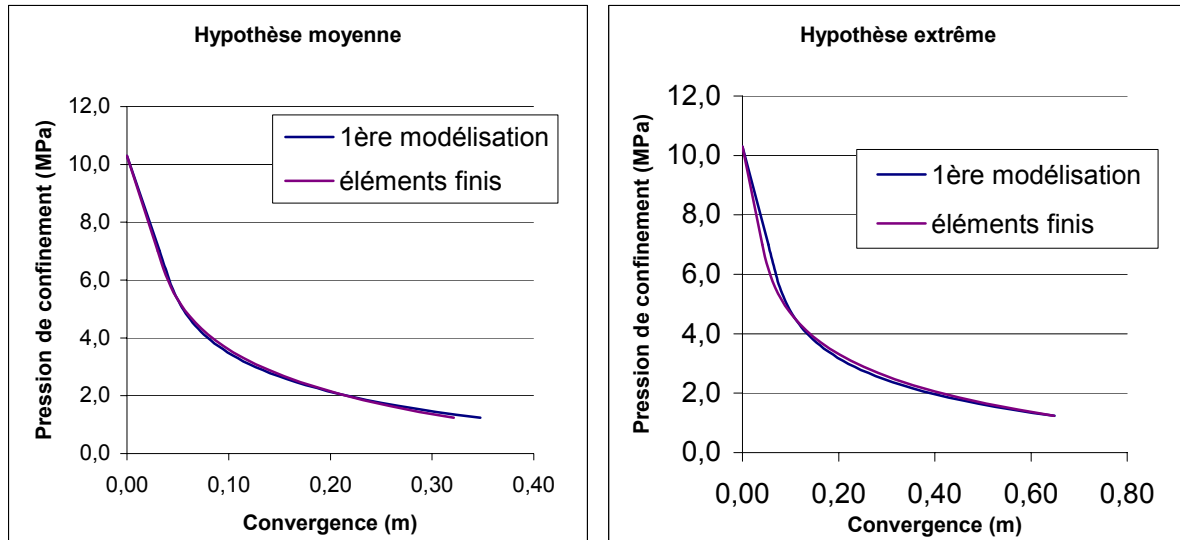


Fig. 47 : Calage des courbes terrains dans la méthode éléments finis

## II – Comparaison blocs compressibles / bois

Le code DEST nous permet, à un instant donné, de rajouter des matériaux : nous ajoutons donc l'anneau de soutènement puis faisons décroître la pression de confinement jusqu'à  $\lambda=0,05$ , simulant l'avancée du front à 80 mètres de la section simulée.

### 1) Différences au niveau des blocs

Examinons les déformées des deux sections en fin de deuxième phase, représentées figure 48.

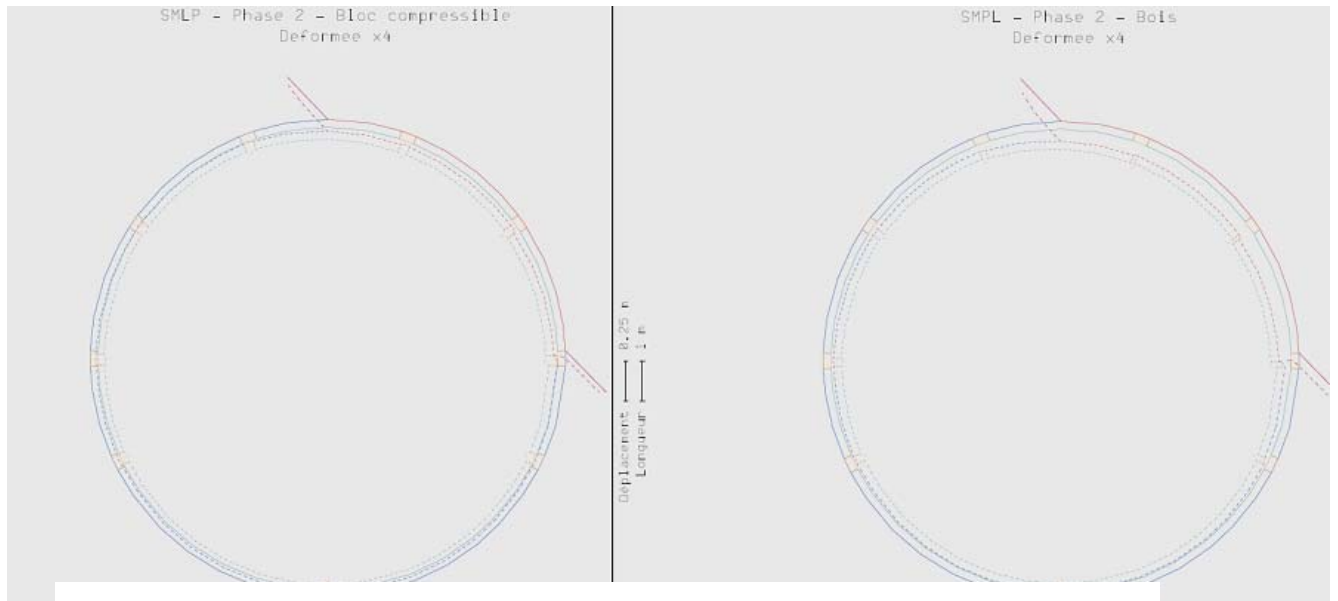


Fig. 48 : Déformées en fin de deuxième phase

On remarque clairement que le bois se déforme plus que les blocs compressibles : ceci engendre donc une convergence du terrain plus forte, ce qui aurait tendance à le dégrader. Cela génère également un autre problème : en diminuant la section, on diminue aussi l'épaisseur d'anneau coulé en troisième phase. Même si cela ne pose sans doute pas de souci au niveau du blocage des terrains (cf. courbe convergence – confinement de la deuxième partie), des complications peuvent survenir au niveau contractuel avec le maître d'ouvrage.

On raisonne comme en deuxième partie, on isole deux zones bien distinctes : celle située côté gauche, sur le diamètre horizontal du cercle et celle du quart supérieur droit. Quantifions les déformations subies par nos éléments compressibles, ce qui est fait figure 49.

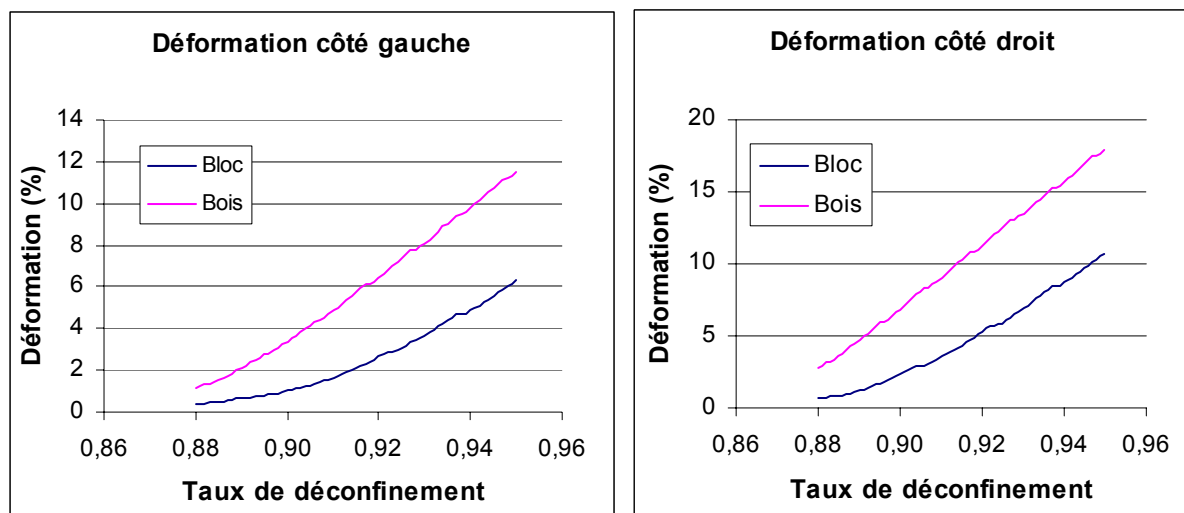


Fig. 49 : Comparaison de déformation des éléments compressibles

Bien qu'on ait réussi à caler les mesures de première phase avec notre modèle, cette opération est loin d'être réalisée pour la deuxième partie de notre travail : les convergences mesurées en galerie sont presque dix fois supérieures à celles que nous donnent les calculs. Nous allons donc raisonner en relatif afin de tirer quelques conclusions de cette étude.

A gauche, la déformation du bois vaut 1,8 fois celle du bloc compressible ; à droite, 1,66. Or les mesures faites en galeries nous donnent une déformation maximale des blocs égale à 10 cm, soit 25%. En raisonnant de manière pessimiste, le bois perdrait donc 45% de sa hauteur initiale. Dans le contexte d'un sandwich aux proportions données ci-dessus, nous sommes juste après la rupture du chêne : celle-ci étant peu brutale, le confinement resterait assuré. Dans le cas de sapin tout seul, la déformation serait encore plus élevée mais on n'irait jamais jusqu'à la rupture ; on évite alors tout risque de rupture interne au bloc par traction (comme évoqué plus haut).

## 2) Différences au niveau des pétales de béton

Regardons à présent les changements induits sur les pétales de béton représentés figures 50 et 51.

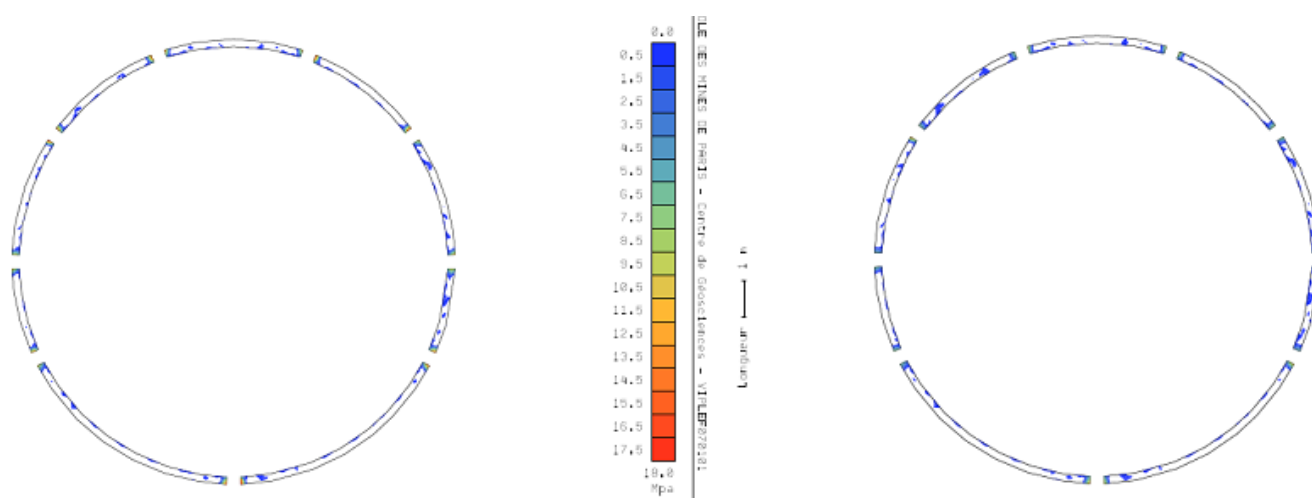


Fig. 50 : Contraintes en traction dans les pétales de béton projeté

A droite : bloc compressible. à gauche : bois

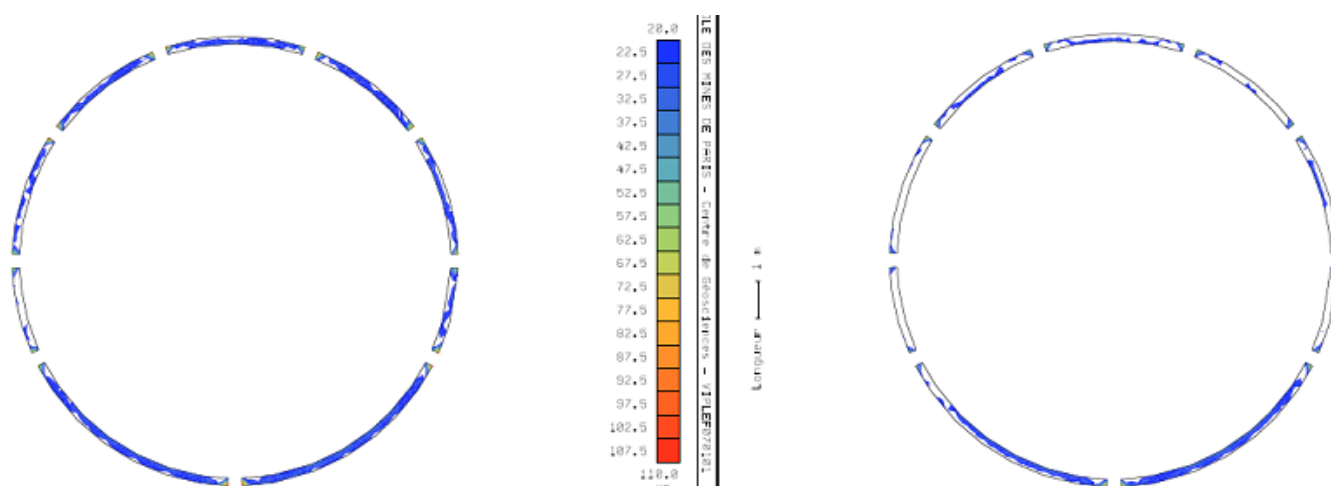


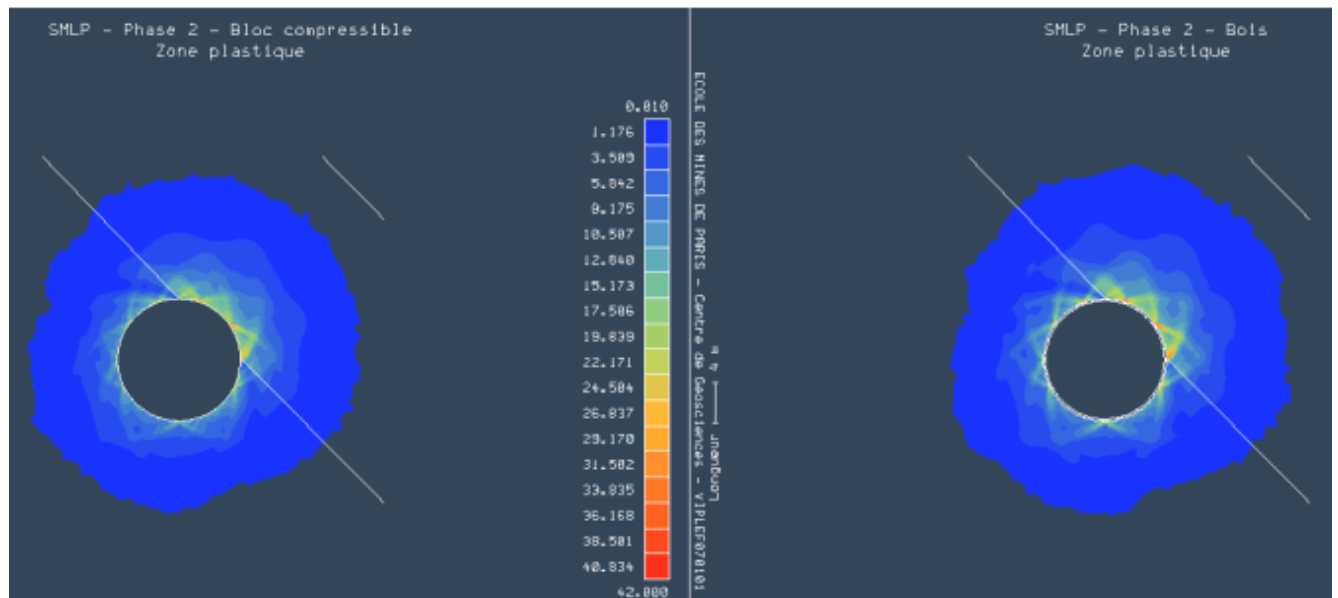
Fig. 51 : Critère de Mohr-Coulomb dans les pétales de béton projeté

A droite : bloc compressible, à gauche : bois

On observe que les pétales de béton sont moins sollicités dans le cas du bois : si les contraintes en traction se développent à peu près aux mêmes endroits, les zones où le béton plastifie (et donc casse) sont bien moins étendues dans le cas du bois. On remarque notamment que, dans le quart supérieur droit, le béton est soumis à des contraintes beaucoup plus faibles.

Toutefois, ceci ne règle pas le problème des deux pétales inférieurs : on remarque qu'ils plastifient tous les deux et ceci presque dans les mêmes proportions. On peut expliquer cela par leur longueur importante. L'idée qui découle automatiquement de cette observation est de couper en deux chaque pétale pour y insérer un bloc compressible au milieu. En poussant le raisonnement, on peut conclure que le béton projeté est inapproprié dans des terrains aussi convergents : on reviendrait donc à la suggestion avancée dans la deuxième partie, à savoir doubler le nombre de cintres et adapter le schéma de boulonnage.

### 3) Différences au niveau des terrains



*Fig. 52 : Zone plastifiée dans les cas bloc compressible et bois*

Finalement, comme nous l'avons déjà vu, les convergences seront plus élevées dans le cas où l'on utilise du bois. Le rayon plastique sera également plus développé (entre 1 et 2 mètres en plus, comme le montre la figure 52): on peut donc envisager des terrains moins soutenus, plus dégradés et donc dangereux en termes de stabilité pour la galerie.

## CONCLUSION

Il faut savoir raison garder après avoir parcouru un tel exposé: sans parvenir à des conclusions fermes qu'il ne reste plus qu'à implémenter, il ne fait qu'élargir le champ des possibles et ouvre la voie à d'ultérieures réflexions.

Mettons tout d'abord en garde le lecteur peu habitué aux rapports techniques : un certain recul est nécessaire par rapport aux conclusions des calculs que nous avons présentés. Faut-il le rappeler, le nombre et la force des hypothèses effectuées sont à la hauteur des problèmes rencontrés lors de l'excavation à Saint Martin La Porte. Il serait donc nécessaire de reprendre avec attention les modèles constitués ici, de les compléter et de vérifier leur cohérence avec le comportement des terrains. On peut notamment penser au modèle aux éléments finis dont certaines parties du maillage pourraient être raffinées et qui pourraient servir à valider l'hypothèse d'un doublement des cintres ou bien celle d'un changement du plan de boulonnage.

Mais la théorie ne fait pas tout et le chercheur ne le sait que trop : c'est pourquoi il serait intéressant de réaliser un essai en galerie. Sans pour autant expérimenter sur un plot de vingt mètres tout de suite (ce qui comporte des risques, entre autres de reprise de notre deuxième phase de soutènement), il serait envisageable de mettre nos blocs sandwich sur le parement gauche de la galerie sur une distance d'un mètre. Si ce premier essai s'avère concluant, le poursuivre sur une section entière puis sur plusieurs mètres constituerait une seconde étape à laquelle il faudrait rajouter une campagne d'auscultation idoine : d'une part, nous pourrions rétrocaler notre modèle et, d'autre part, comparer les solutions bois et blocs compressibles.

La création, quant à elle, ne doit pas être en reste, sous prétexte qu'une éventuelle solution a déjà émergé : les idées lancées dans ce rapport doivent être fouillées jusqu'à leur substantifique moelle. A titre d'exemple, nous conseillons une autre étude bibliographique plus poussée sur les essences et, plus particulièrement, les essences exotiques qui, couplées à du sapin, pourraient fournir déformabilité et pouvoir confinant en même temps. Travailler sur les dimensions des saignées ainsi que sur leur nombre serait également une piste à ne pas négliger : augmenter l'une comme l'autre irait de pair avec une souplesse accrue du soutènement mais quelles en sont les limites ?

Finalement, nous ne pouvons conclure sans boucler la boucle et revenir au tunnel Lyon – Turin lui-même : comme indiqué en première partie, celui-ci va traverser l'horizon géologique du Houiller sur plus de dix kilomètres. Il est donc impératif de trouver un soutènement économiquement viable et d'en systématiser l'usage. Mais cette systématisation doit être à l'échelle de l'hétérogénéité des terrains rencontrés : à terme, il serait imaginable d'établir une forme de classification des zones traversées, fonction des convergences qu'elles produisent. Grâce à cette classification et à des reconnaissances à l'avancement, le soutènement optimal, c'est-à-dire laissant converger les terrains à la valeur voulue (grâce à des déformabilités et portances choisies) tout en minimisant son prix, serait mis en place pour chaque terrain.

Mais ce travail de recherche nécessite temps et argent dont les retombées ne sont pas visibles à court-terme. Cependant, l'aboutissement des idées précédentes pourrait, à sa mesure, donner une avancée significative aux méthodes employées en travaux souterrains et fournir à Razel une image d'entreprise innovante, réputation avantageuse dans l'optique des nombreux tunnels européens à venir dans les prochaines années.



## BIBLIOGRAPHIE

- J. Fine, 1998 « Le soutènement des galeries minières », Ecole des Mines de Paris, Les Presses
- Revue de l'industrie minérale, Juillet 1960, Hors-série « Emploi du bois pour le soutènement »
- Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement, AFTES, Tunnels et ouvrages souterrains n°170 (2002)
- Bouvard, Colombet, Esteulle, 1988, « Ouvrages souterrains – Conception, réalisation, entretien », Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Liu, Norimoto, Morooka, 1993, « The large compressive deformation of wood in the transverse direction »
- Rapports des Bureaux d'Etudes Geodata, Terrasol, Herreth & Müller



## ANNEXES



## ***I – PROCEDURE DE MISE EN PLACE DU SOUTÈNEMENT DSM XX***

### **A. Objet de la procédure**

Cette procédure a pour objet de définir les méthodes d'excavation et de soutènement du nouveau profil DSM XX de la descenderie de Saint Martin la Porte.

L'excavation en pleine section est prévue mécanique et les purges seront réalisées avec une pelle équipée d'un BRH, le marouflage sera chargé par la chargeuse à pneus dans les dumpers et transporté à la décharge.

Les passes d'avancement seront d'un mètre. Chaque cycle d'avancement du front, de 5 mt, sera suivi par un cycle de 5 mt de reprofilage situé en zone intermédiaire (15 mt du front). Un épinglage du front, constitué de boulons en fibres de verre (voir procédure pré soutènement fibres de verre) sera réalisé, et sera renouvelé tous les 10 mt d'avancement du front.

Le soutènement souple sera composé essentiellement des cintres TH, voûte parapluie, béton projeté RIG, treillis soudé, boulons autoforeurs, Swellex, plaques de protection S4.

### **B. Documents de référence non annexés**

#### **Pièces du marché**

Notice descriptive :	Article 2.2.1	Article 28.1.1
	Article 22.2	Article 28.1.2
	Article 25	Article 29.3.1
	Article 26.2.1	Article 40.1

Plans du marché

### **Documents établis par l'entreprise**

#### **I. Documents :**

#### **II. Procédures :**

##### **I<sup>ère</sup> phase**

Préconsolidation par boulons fibre de verre

##### **II<sup>ème</sup> phase**

Excavation par passe de 1 ml

##### **III<sup>ème</sup> phase**

Soutènement immédiat à front après chaque excavation

##### **IV<sup>ème</sup> phase**

Soutènement intermédiaire à 15/20 ml du front de taille

#### **III. Fiche d'agrément :**

Béton projeté B25

Béton projeté Q21/Q10  
 Fibres métalliques (BP) FA 18/108  
 Cintres TH phase I et II  
 Auto foreurs R 32 S long. 8 ml  
 Mortier de scellement des boulons  
 Centrale à béton  
 Centrale à béton de secours  
 Plaques de protection S4  
 Treillis soudé 8mm Maille 150x150  
 Swellex MN 12  
 Eléments compressifs

#### **IV. Plans d'exécution :**

intermédiaire

T272 – Cintre Phase I soutènement au front  
 T273 – Cintre Phase II soutènement en zone

II

T274 – Soutènement au front phase I  
 T275 – Soutènement en zone intermédiaire phase

T278 – Préconsolidation du front  
 T279 – Zone de transition PM 1325

#### **D. Autres documents**

suivant évolution

Fiche de soutènement  
 Fiche d'observations en cours d'avancement  
 des conditions  
 Procédure d'auscultation : mesures de nivellement  
 et de convergence à partir de visées optiques R  
 002 ind. A

<b>E – Moyens en personnel :</b>		Autorisation/ habilitation :		
		OUI	NON	Réf.doc. QUA
1 chef de chantier 1 chef d'équipe 1 conducteur de robot béton projeté 1 conducteur de boulonneur et de JUMBO 1 conducteur de nacelle 3 mineurs habilités à la conduite d'engins 3 Mineurs / Maçons coffreurs + 1 mécanicien + 1 électricien  L'excavation sera faite en 3 postes, 7 jours sur 7 jours		X X X X X X X X		
<b>F – Moyens en matériel :</b>		Réception/ contrôle		
		OUI	NON	Réf.doc. QUA
Excavation :           1 JUMBO Atlas Copco XL 3 1 Pelle CAT 325 avec BRH 1 Chargeur Volvo LC 220 3 - 4 Dumpers		X X X X		FA 8 FA 91 FA 90
Soutènement :       2 robots béton projeté Normet 1 nacelle élévatrice type Normet 4 malaxeurs à béton Dieci 1 mini pelle Mecalac 2 ventilateurs soufflants 1 érecteur de cintre type Normet 1 mini pelle CASE 8 tonne 1 manitou 1 nacelle élévatrice LEV (location) 1 manitou (location) 1 JUMBO 3 bras pour les boulons AF et Swellex 2 pompes Mai		X X X X X X X X X X X X		FA 85 FA 86 FA 92 FA 114 FA 107/94 FA 87  FA 115  FA 152 FA 93
<b>G – Matériaux et fournitures :</b>		Réception/ contrôle		
		OUI	NON	Réf.doc. QUA

Béton projeté R.I.G. avec fibres métalliques	X		Q21
Béton projeté avec fibres métalliques	X		Q10
Béton B25	X		FA 63
Cintre TH	X		FA
Tôles de blindage (si nécessaire)	X		FA 5
Swellex M 12 longueur 4 ml	X		FA 30
Plaques de protection S 4	X		FA 148
Boulons autoforants R32 S	X		FA
Mortier de scellement Quick Mix	X		132/140/152
Treillis soudé	X		FA 64
Eléments compressifs	X		FA 83A



<b><u>1<sup>er</sup> PHASE : PRESOUTÈNEMENT ET CONSOLIDATION DU FRONT VOIR PROCEDURE A PART</u></b>						
<b><u>2<sup>e</sup> PHASE : EXCAVATIONS PAR PASSE DE 1 ML (cycle de 5 mt après consolidation du front ou reprofilage en zone interm.</u></b>						
<b>1. Implantation du guidage et repères topo</b> Implantation par le géomètre (axe et niveau).	X	chaque 10 ml	GEOM	avant cycles excavation	mesure topo	selon plan
<b>2. Excavation par passe de 1 ml</b> Le terrassement sera réalisé par passe de 1.00 ml maximum au delà du dernier cintre avec un écartement de cintre de 1 ml (optimisation possible en fonction du comportement). Marinage au moyen d'un chargeur à pneus et le transport sera fait par des dumpers jusqu'à la décharge extérieure.	X	tous les mètres	CC	pendant excavation	visuel	Avancement suffisant pour la pose du cintre
<b>3 Purge et réglage de l'excavation du cintre</b> La purge et le réglage des pieds de cintre sont exécutés mécaniquement à la fin de l'excavation.	X	tous les mètres	CC	pendant la purge	visuel	ligne théorique +/- tolérance
<b>3. Levé du front de taille par le géologue</b>	X		Géologue	fin purge	visuel	
<b><u>PHASE 3 : SOUTÈNEMENT IMMÉDIAT A FRONT APRES CHAQUE EXCAVATION (Cycle de 5x1mt) :</u></b>						
<b>4 Béton projeté RIG avec fibres</b> Mise en sécurité de la zone du front avec du béton projeté RIG avec fibres métalliques (ép. 10 cm) sur les parois excavées et sur le front de taille.	X	chaque volée	CC	fin purge	visuel	zone sécurisée
<b>5 Levé section excavée par profilomètre</b>	X	chaque	GEOM	fin béton ou	mesure topo	ligne théorique

<p><b>6 Mise en place swellex MN 12 en voûte</b> On procédera immédiatement à la mise en œuvre d'un minimum de 10 boulons de sécurité swellex (l = 4m) afin d'assurer une action de confinement immédiat</p> <p><b>7 Mise en place Autoforeurs long. 8 ml (volée N)</b> Maille 1m x 1 m / 1 auréole/ml Mise en œuvre en contre voûte d'une première rangée de 11 boulons AF de la volée N ; en piédroit et calotte, de 13 boulons AF de la volée N et de 13 boulons AF de la volée N-1. Lors de la dernière passe du cycle de 5 mt, tous les boulons AF seront réalisés (11+26 de la passe N et 13 de la passe N-1).</p> <p>La perforation sera faite par XL 3.</p> <p><b>8 Treillis soudé 150 x 150 φ 8 et pose plaques S4</b> Pose des panneaux TS et des plaque S4 (1 plaque tous les deux boulons autoforeurs) en quinconce d'une passe à l'autre</p> <p><b>9 Pose Cintre TH (r= 6.55 m) et épinglage</b> Pose et réglage des reins droit et gauche. Blocage contre les parois et pose des entretoises. Contrôle axe galerie, équerre, niveau au pied et largeur en pied. Montage et assemblage du chapeau aux demi-piédroits supérieurs à l'extérieur du tunnel et transporté avec l'érecteur au front de taille. Fixation du chapeau aux piédroits inférieurs par boulonnage des étriers. Le serrage des écrous sera fait à la clé à choc avec un couple de serrage de 600 Nm. Réglage de la position du cintre. Pose des entretoises. Contrôle axe, équerre, niveau et largeur.</p>		X	volée chaque 1 ml	CC	fin boulons avant ou pdt les AF	visuel	position théorique +/- tolérance
		X	chaque 1 ml	CC	pendant la tache	visuel	position théorique +/- tolérance
		X	chaque volée	CC	fin AF	visuel, par rapport aux plans	treillis et plaques fixé et zone sécurisée
		X	chaque cintre	CC	après TS	visuel, par rapport aux plans	position théorique +/- tolérance

<p>L'épingleage du cintre sera fait par 4 paires de Swellex MN 12 long. 4 ml, la perforation sera exécutée avec XL 3.</p> <p><b>10 Voûte parapluie en AF long. 8 ml (selon tenue du terrain)</b>  La voûte parapluie sera renouvelée chaque 2 ml d'avancement  Mise en œuvre de 20 AF, espacement 50 cm.  La perforation sera faite par XL 3.</p>		X	chaque cintre	CC	après la pose TH	visuel	cintre confiné
		X	chaque 2 ml	CC	après l'épingleage	visuel	selon le plan

<p><b>11 Blocage pieds du cintre TH en béton projeté</b> A la fin de l'épinglage du cintre, les pieds seront bloqués avec du béton projeté fibré normal, épaisseur sur le cintre de 10 cm sur +/- 2mt de hauteur.</p> <p><b>12 Pose du grillage de sécurité tous les 2/3 mt</b> Un grillage de sécurité, fil diam 3.9mm, sera posé sur toute la développée du cintre jusqu'au béton de blocage des pieds. Ce grillage sera attaché à chaque collier avec du gros tortillard. La pose du grillage sera effectuée avec une nacelle élévatrice</p> <p><b><u>PHASE 4 : SOUTÈNEMENT INTERMÉDIAIRE A 20 ML DU FRONT DE TAILLE (après stabilisation) – Cycle de 5mt après avancement de 5 mt au front :</u></b></p> <p><b>13 Dépose des cintres ( 2 ou 3 cintres maximum par tronçon reprofilé) &amp; réalésage</b> La dépose des cintres se fera cintre/cintre à l'aide de la pelle qui fera glisser les colliers pour libérer les éléments de cintre. Après prise de gaz, les éléments de cintre seront découpés au chalumeau en arrière de la zone de travail et évacués à la benne à ferrailles. Suivant les profilomètres réalisés avant purge, les sous profils et points saillants dus aux convergences seront repiqués à la pelle+BRH.</p> <p><b>14 Béton projeté RIG Fibré</b> Mise en sécurité du tronçon reprofilé avec du béton projeté RIG avec fibres métalliques (ép. 10 cm) sur toute la développée.</p> <p><b>15 Découpe des boulons</b> Après réalésage et prise de gaz, tous les boulons AF et Swellex de la phase I, pouvant gêner la pose des Swellex et des cintres, seront</p>	X	chaque cintre	CC	avant reprise du cycle excavat°	visuel	pieds bloqués
	X	tous les 2/3 mt	CC / CE	après blocage des pieds	visuel	Protection contre les chutes de blocs
	X	Par tronçon	CC	Après dépose du grillage de sécurité	visuel	Permettre la pose du cintre phase TH CV 2 <sup>nd</sup> phase
	X	Par tronçon	CC	Après dépose des cintres	visuel/profils	Permettre la pose du cintre phase TH 2 <sup>nd</sup> phase
	X	Par tronçon	CC	Après reprofilage	visuel	Excavation sécurisée
	X	Par tronçon	CC	Après RIG	Visuel	excavation théorique +/-

découpés la disqureuse électrique à partir d'une nacelle placée en sécurité au niveau de la zone à traiter (une pelle équipée d'une pince hydraulique pourra être utilisée si la découpe de boulons de grande longueur s'avérait de nouveau nécessaire).						tolérance
<b>16 Pose des Swellex MN12 4 mt</b> Réalisation des boulons Swellex MN12 lg = 4mt (10un/mt) au XL3	X	Par tronçon	CC	Après sécurisat° des parois	Visuel	Excavation sécurisée
<b>17 Excavation de la contre voûte</b> L'excavation de la contre voûte sera exécutée à la pelle mécanique par tronçons de 2 ou 3 mt. Les boulons autoforeurs en radier seront découpés au fur et à mesure du terrassement. Les déblais seront chargés sur des dumpers et transporté à la décharge.	X	par tronçon	CC	après stabilisat°	visuel, par rapport aux repères topo	excavation théorique +/- tolérance
<b>18 Levé de la contre voûte et voûte par profilomètre et points topos pour pose contre-voûtes</b>	X	par tronçon	GEOM	Avant pose CV	Profilo	position théorique +/- tolérance
<b>19 Pose contre voûte(s) cintre TH (r=6.07 m)+Blocs compressifs</b> Assemblage en galerie de la CV et mis en place dans la fouille avec la pelle 25 T. Réglage de la position des contre voûtes et pose des entretoises. Contrôle axe galerie, équerre, niveau au pied et largeur en pied et pose des entretoises. Pose d'un bloc compressible entre les colliers des cintres et protection des parties coulissantes.	X	par tronçon	CC	avant BP	visuel plus repères topo	position théorique +/- tolérance
<b>20 Coque en béton projeté ep = 20 cm.</b> Le remplissage sera effectué par béton projeté fibré.	X	chaque cintre	CC	avant remblayage de la cv	visuel	remplissage entre cintres
<b>21 Remblaiement de la contre voûte</b> Le remplissage sera effectué par du tout-venant et / ou du	X	chaque	CC	avant pose chapeau	visuel	cv remblaye

marinage. Le transport sera fait par des dumpers et le chargement par la chargeuse.						
<b>22 Pose Cintre(s) TH (r= 6.07 m)</b> Montage et assemblage du chapeau et des demi-piédroits à l'extérieur et transport avec l'érecteur. Les parties coulissantes auront été protégées avec un drain agricole. Déploiement du chapeau et fixation des chapeaux aux éléments de contre voûte avec des étriers. Le serrage des écrous sera fait à la clé à choc avec un couple de 600 Nm . Réglage de la position du cintre. Pose des entretoises. Contrôle axe, équerre, niveau et largeur.	X	chaque cintre	CC	avant pose éléments compressif	visuel plus repères topo	position théorique +/- tolérance
<b>23 Pose éléments compressifs (8 blocs au mètre)</b> Les éléments compressibles, préparés à l'extérieur, seront posés au niveau des parties coulissantes des cintres avec la nacelle et fixés derrière les cintres avec un boulon AF + plaque et écrou. Protection des parties coulissantes des cintres avec un drain agricole. Pose d'un fourreau annelé diam90 de protection à l'intérieur du cintre	X	chaque mètre	CC	avant béton coque	visuel plus repères topo	position théorique +/- tolérance
<b>24 Coque en béton projeté ep = 20 cm.</b> Le remplissage sera effectué par béton projeté fibré . Nettoyage des cintres et des éléments compressifs.	X	chaque mètre	CC	avant béton anneau	visuel	Remplissage entre cintre
<b>25 Pose treillis soudés et grillage de protection à la nacelle</b>	X	par tranche	CC	Avant redémarrage d'un cycle	visuel	protection contre chute de blocs et écailles de BP
<b><u>PHASE 5 : ANNEAU A BETON A 80 ML DU FRONT DE TAILLE (après stabilisation)</u></b>						

<p><b>26 Bétonnage du radier et talonnettes (par plot de 5, 10 ou 15 mt) – Voir procédure T291.</b></p> <p><b>28 Bétonnage anneau (part plot de 5 ml) – Voir procédure T292.</b></p>							
--	--	--	--	--	--	--	--





## **II – PROTOCOLE ESSAIS**

### **Essai en compression radiale du bois**

#### **1. Dispositif à tester**

On teste un assemblage de planches de bois afin de connaître leur comportement en compression simple. Plusieurs essences (sapin épicéa, châtaignier, hêtre, chêne, frêne et peuplier, selon disponibilité) seront testées selon une géométrie définie dans la suite du présent document (point 6.).

---

#### **2. Objectifs du test**

Ces tests ont pour objectifs de :

- voir si le dispositif présente une déformabilité suffisante (environ 25%);
- tout en ayant de bonnes caractéristiques mécaniques. La ruine de l'ensemble ne devant pas se produire en dessous d'un effort d'une dizaine de MPa, ni au-dessus de 25 MPa (limite due au béton projeté).

---

#### **3. HSE**

Un équipement approprié devra être utilisé lors de la manipulation des planches de bois ainsi que pendant les essais d'écrasement.

---

#### **4. Paramètres mesurés**

Efforts et déformations seront mesurés pendant l'ensemble du test afin de construire la courbe correspondante ensuite. Aucune mesure de flèche n'aura à être effectuée.

On pourra également prendre des photos à intervalles réguliers sur l'éprouvette testée.

---

#### **5. Critères d'acceptation**

On ne se donne pour l'instant aucun critère d'acceptation strict : on analysera la courbe efforts – déformations en regard des objectifs donnés en 2. En complément, les photos effectuées pourront appuyer l'analyse.

---

## **6. Lieu et équipement nécessaire**

Les tests se dérouleront à la Halle d'Essais du Centre de Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris, à Fontainebleau. Chaque dispositif sera testé sur la presse Lozen dont la charge maximale est de 310 tonnes.

Pour chaque essence testée, 20 planches de dimensions 20 x 40 x 8 cm seront nécessaires. Chaque assemblage consistera d'un empilement de 5 planches et atteindra la hauteur de 40 cm (5 planches de 8 cm d'épaisseur). L'effort sera donc appliqué sur la face 20 x 40 cm de la planche supérieure.

Chaque planche testée devra avoir un taux d'humidité « normal », à vérifier à l'œil nu.

---

## **7. Procédure à suivre**

7.1 Choisir 5 planches de sapin épicéa.

7.2 Ouvrir la presse à sa hauteur maximale (0,6 mètre).

7.3 Empiler les 5 planches les unes sur les autres. Une hauteur théorique de 40 cm doit être atteinte (5 planches de 8 cm d'épaisseur). Mesurer la hauteur réelle atteinte.

7.4 Lancer l'essai de compression simple en faisant attention à la vitesse de chargement : elle doit être de 1 kN/s. Faire attention à la course du plateau inférieur. Veiller à ce que les capteurs ainsi que l'appareil photo fonctionnent correctement.

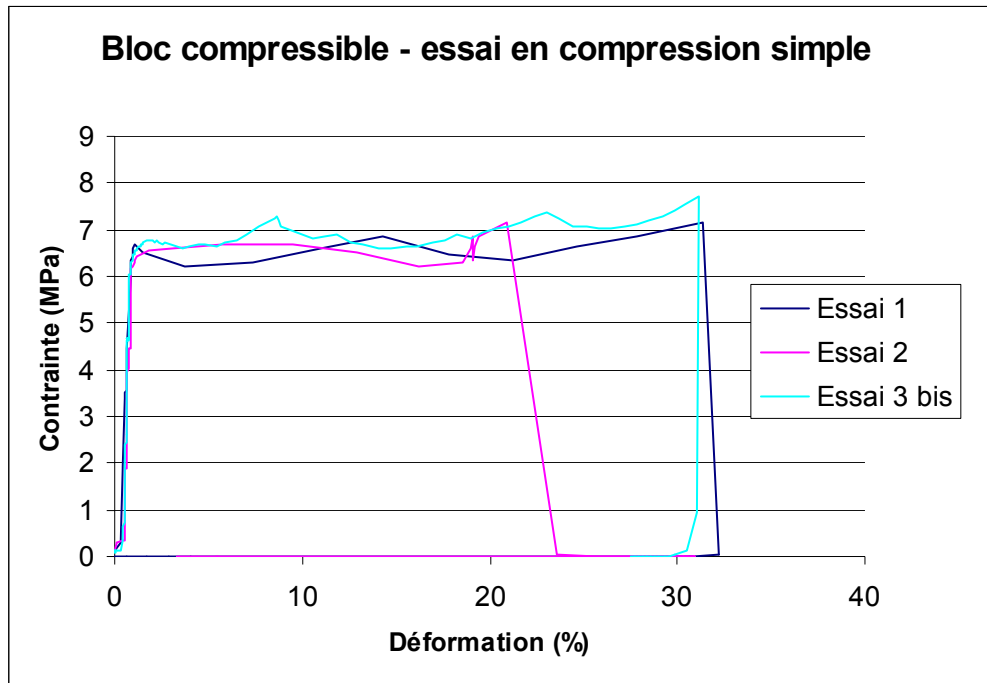
7.5 L'essai se finit une fois atteinte la ruine du dispositif. On ouvre alors la presse pour dégager l'éprouvette.

7.6 Répéter les étapes 7.1 à 7.4 deux fois afin d'obtenir trois courbes efforts – déformations pour chaque essence testée.

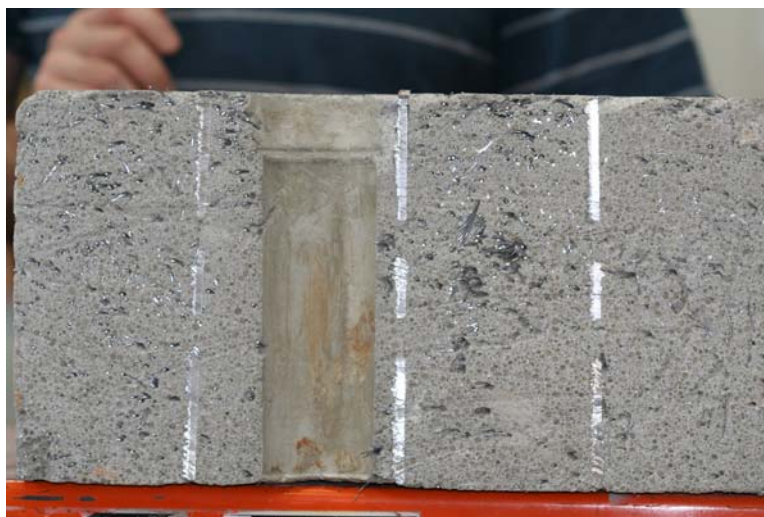
7.7 Répéter les étapes 7.1 à 7.6 cinq fois en remplaçant « sapin épicéa » par les essences suivantes : châtaignier, hêtre, chêne, frêne et peuplier (selon disponibilité).

### III – RESULTATS ESSAIS

Photos et données brutes des courbes disponibles sur CD joint



*Fig. 54 : Courbe essais blocs compressibles*



*Fig. 53 : Photo en coupe d'un bloc compressible*



## ***IV – FICHIERS VIPLEF***

Cf. CD joint

m.\* : fichiers géométrie, densité, maillage

x.\* : fichiers première phase

y.\* : fichiers deuxième phase avec blocs compressibles

z.\* : fichiers deuxième phase avec sandwich sapin/chêne



# TABLE DES MATIERES

RESUME.....	4
REMERCIEMENTS .....	3
INTRODUCTION.....	5
1 <sup>ère</sup> PARTIE : Présentation générale .....	7
I – Le projet Lyon – Turin.....	7
1) Enjeux et impacts du projet.....	7
2) Le tunnel en lui-même.....	8
3) Echéancier .....	10
II – La descenderie de Saint Martin La Porte.....	11
1) Présentation générale.....	11
2) Historique du creusement jusqu’au PM 1325 .....	12
3) La situation actuelle .....	14
2 <sup>ème</sup> PARTIE : Analyse théorique du soutènement DSM XX .....	19
I – La théorie convergence – confinement .....	19
1) Introduction .....	19
2) Construction de la courbe du terrain .....	20
3) Construction de la courbe du soutènement .....	22
II – Modélisation .....	23
1) Données terrain .....	23
2) Données soutènement.....	29
2) Modèle complet.....	33
3 <sup>ème</sup> PARTIE : Fonctionnement des blocs compressibles et substituts éventuels.....	35
I - Qualités essentielles des blocs compressibles .....	35
II - Idées de remplacement .....	36
1) Le boisage .....	36
2) Les plaques pour boulons.....	37
3) La résine .....	38
III - Réflexions autour du bois .....	38
1) Choix d’essences .....	38
2) Choix de dispositif .....	40
4 <sup>ème</sup> PARTIE : Le développement de la solution choisie.....	45
I - Essences et dispositifs choisis finaux .....	45
II – Essais .....	45
1) Chêne.....	45
2) Sapin.....	46
III – Analyse.....	47

5 <sup>ème</sup> PARTIE : Validation par éléments finis .....	51
I – Données du problème .....	51
1) Géométrie, maillage .....	51
2) Caractéristiques des matériaux .....	53
3) Résultats en fin de première phase .....	54
II – Comparaison blocs compressibles / bois .....	55
1) Différences au niveau des blocs .....	55
2) Différences au niveau des pétales de béton .....	57
3) Différences au niveau des terrains .....	58
CONCLUSION .....	59
BIBLIOGRAPHIE .....	61
ANNEXES .....	63
I – PROCEDURE DE MISE EN PLACE DU SOUTÈNEMENT DSM XX .....	65
II – PROTOCOLE ESSAIS .....	77
III – RESULTATS ESSAIS .....	79
IV – FICHIERS VIPLEF .....	81